

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1
جامعة سعد دحلب -البليدة 1-

Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES
مذكرة نهاية التدرج

**Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : MATERIAUX**

THÈME

***Etude un bâtiment R+9 à usage multiple
contreventé par des voiles***

Devant les membres de jury :

Président: I.BELHAOUEN

Examineur: M. SIAHMED

Promotrice : M^{me} AOUALI NAWALE

Co-promoteur : M DERBALE ISMAILE

Présenté par :

M^r DJERBOUA YAHIA.

M^r ELKHECHINE BACHEK.

PROMOTION : 2020-2021

Dédicace

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents et ma chère tante Hafsa qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mme **Aouali** pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme Bachek Elkhechine et sa famille.

A Mes chers amis Mokhtare, Mohamed, Ibrahim, Lamine, Fethi, Nasro, kamel et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

D. Yahia

Dédicace

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mme **Aouali** pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme Yahia Djerboua et sa famille.

A Mes chers amis Nounou, Moussa, Ishak, Racime, Ilyas, Ahmed, Said et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

E. Bachek

Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier dieu de nous avoir guidé et accordé sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre promotrice Madame **Aouali** co-promoteur Monsieur **Derbale** de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patiences leur compréhensions et leur encouragement

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +9 طوابق , يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل(RPA99 version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة. دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ETABS.V9).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة SOCOTEC, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial en R+9 étages qui sera implantée à la wilaya d'Alger, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS V9).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, le ferrailage des voiles a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R+9 floors which will be located in Algiers, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ETABS V9).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale.....1

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3 Les propriétés des matériaux.....	4
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction.....	12
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	14
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	18
II.5 Pré dimensionnement des voiles.....	20
II. 6 Les poteaux.....	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Acrotère.....	35
III.2 Etude des séchoir.....	41
III.3 Etude des planchers.....	46
III.3.1 Introduction.....	46
III.3.2 Plancher à corps creux.....	47
III.4 Escalier.....	65

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	77
IV.2 Etude sismique.....	77
VI.3 Choix de la méthode de calcul.....	78
VI.4 Résultats de l'analyse sismique.....	84

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1 Introduction.....	96
V.2 Ferrailage des poteaux.....	96
V.3 Ferrailage des poutres.....	107
V.4. Ferrailage des voiles.....	118

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 Introduction.....	136
VI.2 Fonctions assurée par les fondations	136
VI.3 Classification des fondations.....	136
VI.4 Choix de type de fondation.....	136
VI.5 Calcul des fondations.....	137
VI.6 Choix de type de semelle.....	137
VI.7 Voile périphérique.....	157

Conclusion générale.....	163
---------------------------------	------------

Références

Annexe I

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants et pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerce + habitations) en R+9 contreventé par des voiles porteur.

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

En second lieu, nous avons abordé l'évaluation des différentes charges et surcharges susceptibles d'être subie par l'ouvrage afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) constituant le bâtiment et de déterminer le ferrailage des éléments secondaires (escalier, séchoir, acrotère, planchers...etc.), ce qui a fait l'objet du 2^{ème} et 3^{ème} chapitre. Ensuite, nous avons réalisé une étude sismique du bâtiment par un calcul numérique en utilisant le logiciel de calcul par la méthode des éléments finis ETABS v9, afin de parvenir au dimensionnement de la structure. Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **SOCOTEC** est présenté dans le 5^{ème} chapitre. Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerces et logements d'habitations), L'ouvrage est implanté dans la wilaya **Alger**, selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99 version2003**) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Cet ouvrage ayant une importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le "groupe 2".[2]

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question à une forme régulier, il est composé de RDC+9 étages.

- RDC d'usage commerce.
- 1^{ème} jusqu'a au 9^{ème} étages comportent quatre appartements de type F3 pour chaque niveau .
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 34,30m
- Hauteur du rez de chaussée est de : 3,63 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinal) : L = 28,60 m
- Largeur total (sens transversal) : L= 18,50 m

I.2.3 Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment contreventé par des voiles en béton armé à usage multiple selon le règlement parasismique algérien [2]

I.2.4 Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle à corps creux.
- Dalle pleine (séchoir).

I.2.5 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont composés d'un certain nombre de marches, de contremarches, de paliers et de paillasse, quelque fois avec une poutre palière et autres fois avec poutre brisée, ils sont en béton armé, coulés en place et construits étage par étage.

I.2.6 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

➤ L'acrotère :

L'acrotère réalisé sur place, en castré dans le plancher terrasse ayant un rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Dans le cas de ce bâtiment, l'acrotère est d'une hauteur de **0.7m**

I.2.7 Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

I.2.8 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.2.9 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

- d- La contrainte admissible du sol est de **2 bar**.
- e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **3 m**.
- f- La catégorie de site **S3**.

I.3 Les propriétés des matériaux :

I.3.1 Béton

a. Composition :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment** : CEM II/B 42,5
- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm
 - Gravier de dimension ($15 \leq D_g \leq 25$) mm
- **Eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [1] :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression** : Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées ($16 \cdot 32$) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 Mpa**.
- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :
 - Traction directe sur les cylindres précédents.
 - Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

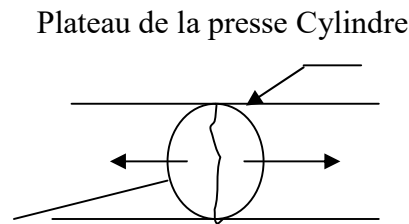


Figure I.1 : Essai Brésilien

- Traction par flexion : A l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

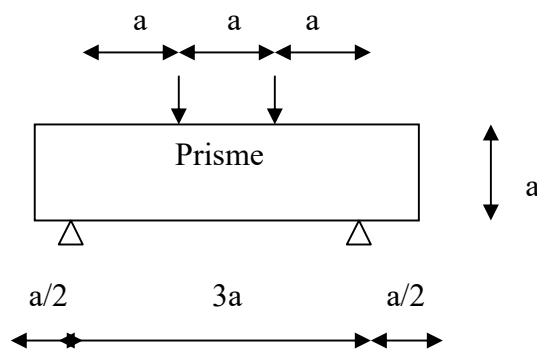


Figure I.2 : Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

- **d. Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

- **e. Contraintes limites de calculs :**

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) , on distingue deux états limites.

- **➤ Etat limite ultime « E.L.U » :**

- C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

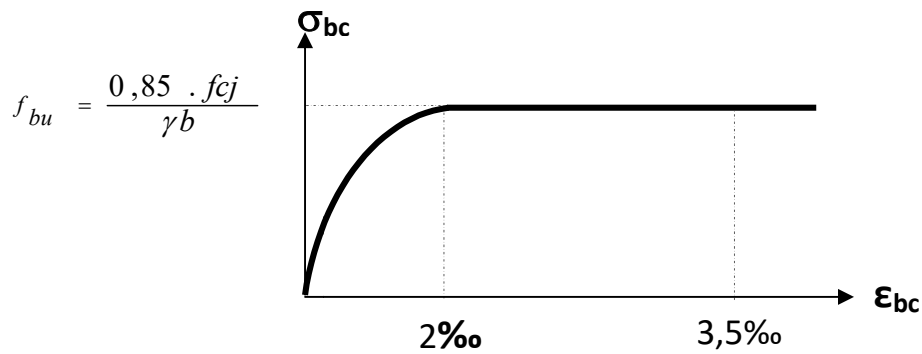


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU [1]

➤ **Etat limite de service « E. L. S » :**

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

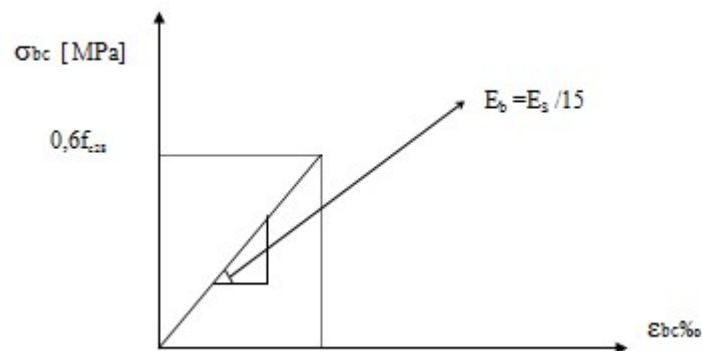


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS [1]

I.3.2 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuance FeE 24 pour les armatures transversales.

- Les barres à haute (HA) : nuance FeE 400 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

a. Limites élastiques :

Type	Nuance	fe (MPa)
Ronds lisses	FeE24	235
Haute adhérence	FeE40	400

Tableau I.1 : la nuance d'aciers

b. Contrainte de calcul [1] :

➤ **E. L. U:**

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ Rond lisse } \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \quad (f_e = 235 \text{ MPa})$$

$$\bullet \text{ Haute adhérence } \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right. \quad (f_e = 400 \text{ MPa})$$

➤ **E. L. S :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$

- Pour une fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture :

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = Allongement relatif de l'acier.

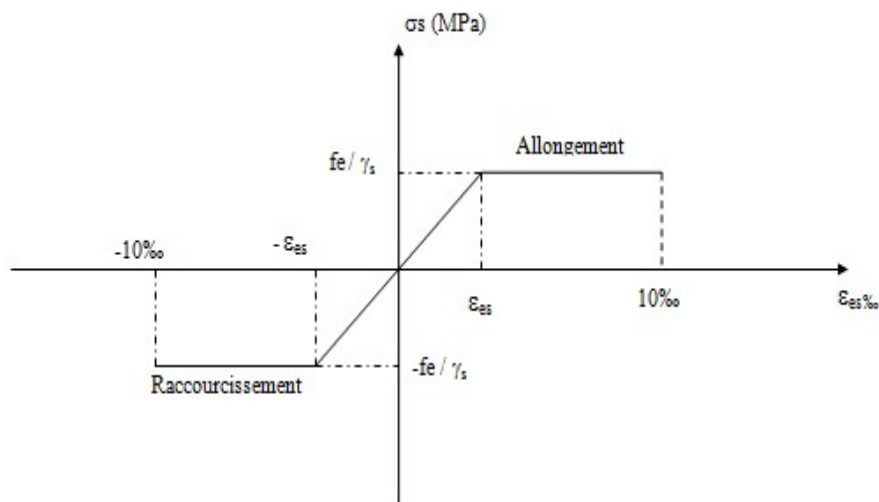


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U [1]

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2% dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% .

I.4.2. Règle des trois pivots : [1]

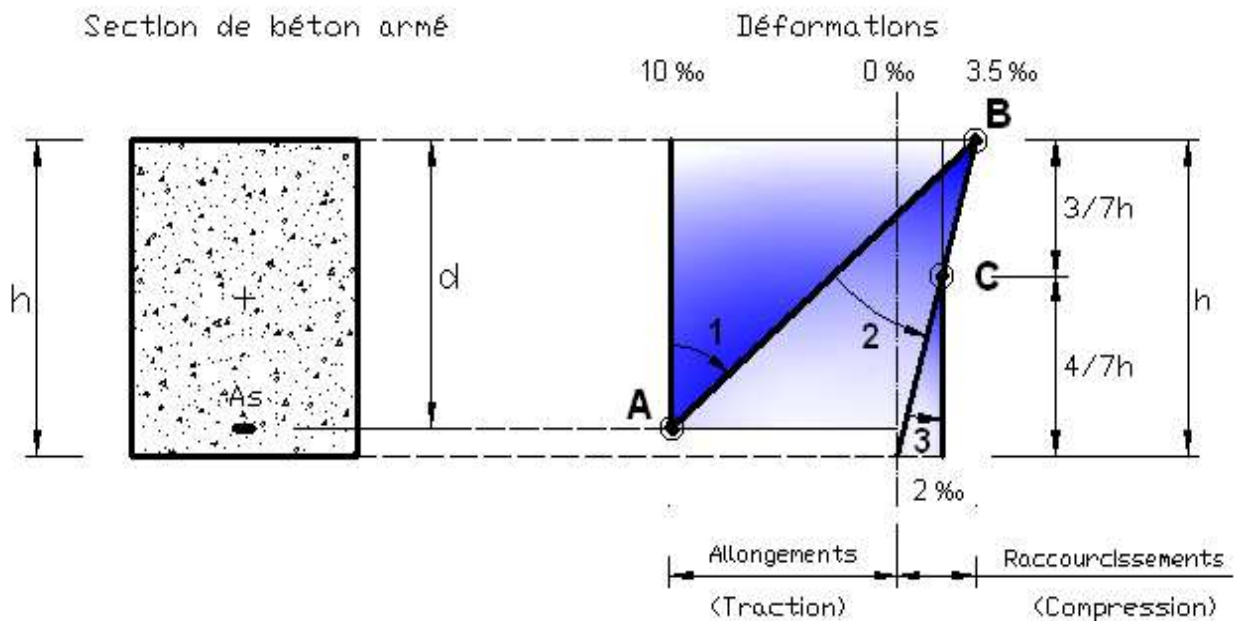


Figure I.6 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A**, **B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** (Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10% de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** (Domaine 2) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $3,5\%$ du béton.

- Le diagramme passe par le pivot C (Domaine 3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à $3h/7$ de la fibre la plus comprimée.

1.4.3. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **le RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).**

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus à fin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

a. Plancher en corps creux :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [1]$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$$

$$L = 490 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{490}{22.5} = 21.78 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(20+5)= 25cm.**

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles :

Critère de la petite portée.

Critère de continuité

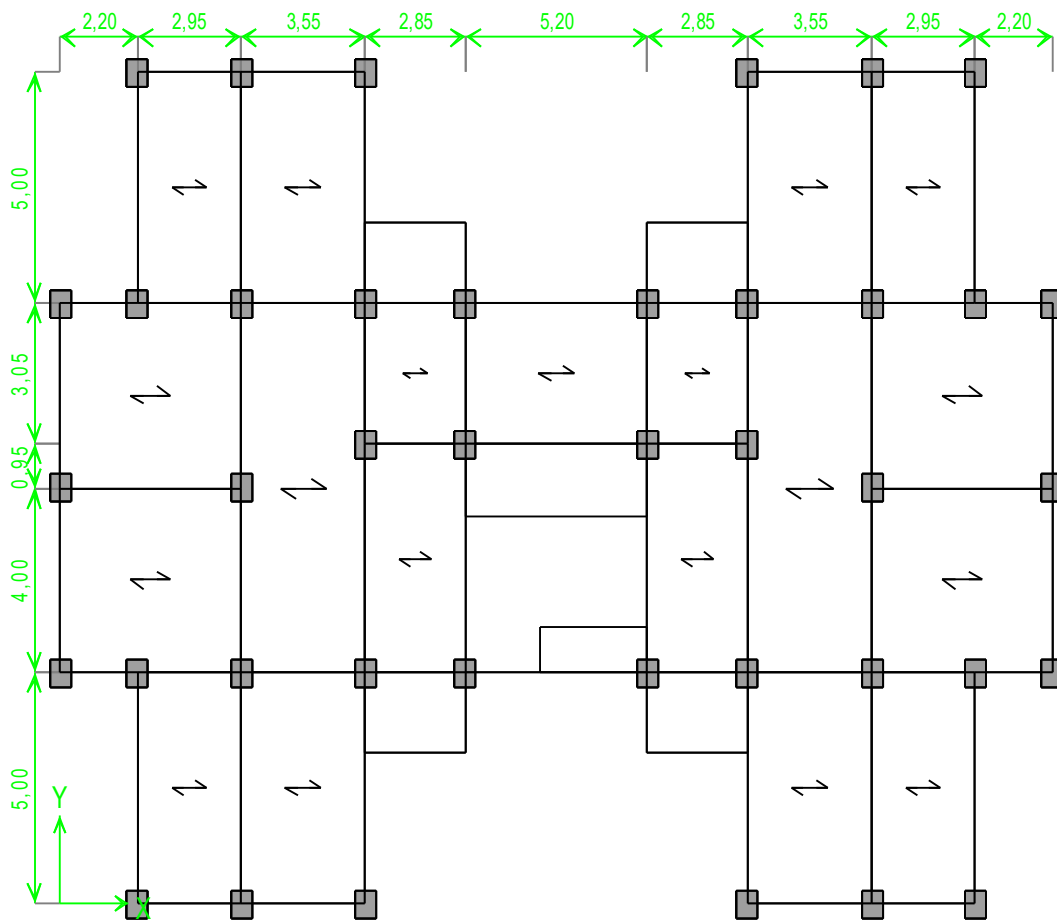


Figure II.1 : dispositions des poutrelles.

b. Séchoir :

Le séchoir est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,50\text{cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de 15 cm pour les balcons.

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

a. Dalle en corps creux :

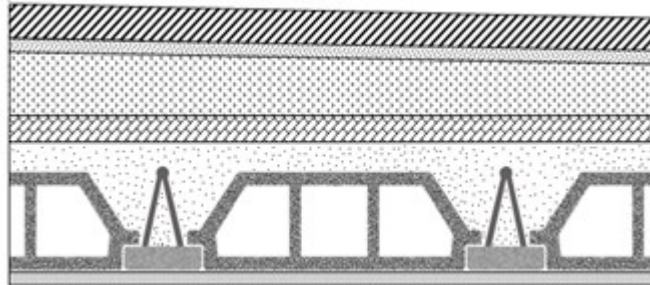


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Protection mécanique en gravier ($e = 5\text{cm}$).....	(0,05) (17)	=	0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouches		=	0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$).....	(0,10) (22)	=	2,2 kN/m ²
Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$)	(0,04) (4)	=	0,16 kN/m ²
Dalle à corps creux (20+5) cm.....		=	3,05 kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²

$$\Sigma G = 6,58 \text{ kN/m}^2$$

b. Dalle pleine (séchoir) :

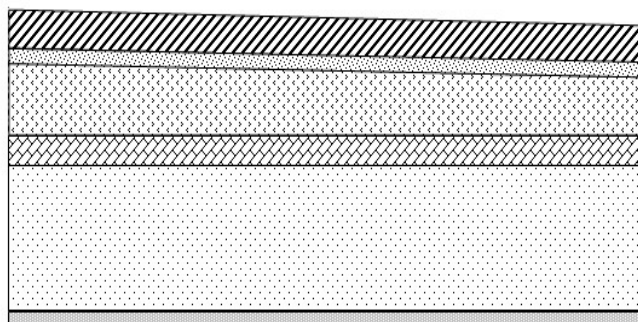


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Protection mécanique en gravier ($e = 5\text{cm}$).....	(0,05) (17)	=	0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouche			0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$)			2,2 kN/m ²
Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$)			0,16 kN/m ²
Dalle pleine ($e=16\text{cm}$, $\rho_b = 25\text{kN/m}^3$).....			4 kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$)			0,20 kN/m ²
		ΣG	= 7,53 kN/m²

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant :

a. Dalle en corps creux :

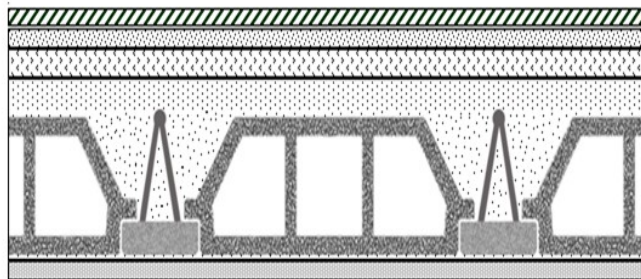
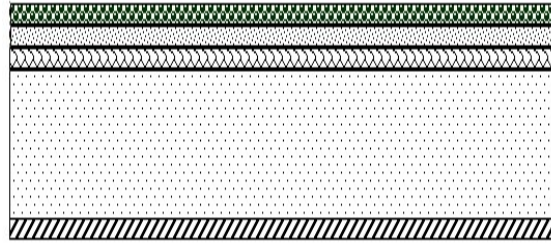


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Carrelage ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3\text{cm}$)	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle à corps creux (20+5) cm		=	3,05 kN/m ²
Enduit au plâtre (2cm).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Cloisons légères		=	1,00 kN/m ²
		ΣG	= 5,59 kN/m²

b. Dalle pleine (séchoir) :**Figure II.5** : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Carrelage ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
Dalle à épaisseur (16 cm).....	(0,16) (25)	=	4 kN/m ²
Enduit en ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
			<hr/>
	ΣG	=	5,52 kN/m²

II.3.1.3 Maçonnerie :**a. Mur extérieur à double cloison :**

Enduit intérieur au plâtre ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Briques creux ($e = 10\text{cm}$).....	(0,10) (9)	=	0,9 kN/m ²
L'âme d'air ($e = 5\text{cm}$).....		=	0 kN/m ²
Briques creux ($e = 15\text{cm}$).....	(0,15) (9)	=	1,35 kN/m ²
Enduit extérieur au ciment ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
			<hr/>
	ΣG	=	2,81 kN/m²

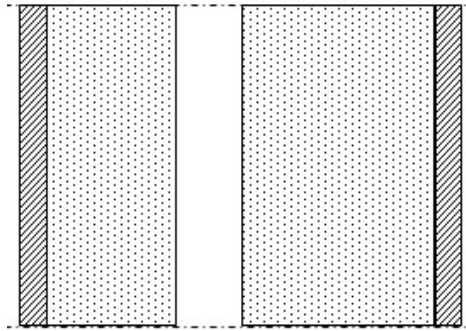


Figure II.6 : Constituants d'un mur extérieur.

b. Mur intérieur :

Enduit au plâtre ($e = 2cm$)	(0,02) (10)	= 0,2 kN/m^2
Brique creuse ($e = 10cm$)	(0,1) (9)	= 0,9 kN/m^2
Enduit au plâtre ($e = 2cm$)	(0,02) (10)	= 0,2 kN/m^2

$$\Sigma G = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

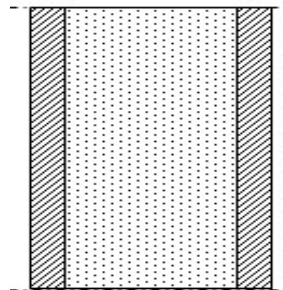


Figure II.7: Constituants d'un mur intérieur.

II.3.1.4 Acrotère :

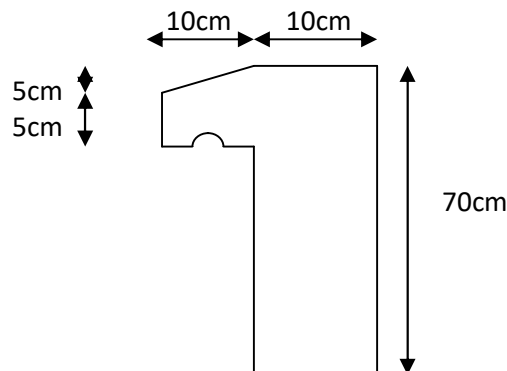


Figure II.8 : Dimensions de l'acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

s : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,70) + (0,05 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,05}{2} = 0,0775 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,0775 = 1,9375 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment (ep=2 cm) :

$$G_2 = [0,02 \times (0,70 + 0,40)] \times 18 = 0,58 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,517 \text{ kN/m}$$

II.3.2 Charges d'exploitation : [3]

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante) Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 kN/m²
- Plancher à usage habitation Q = 1,5 kN/m²
- Plancher à usage commerce Q = 5 kN/m²
- Escaliers Q = 2,5 kN/m²
- Séchoir Q = 3,5 kN/m²

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version2003) :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1 Exemple de calcul :

- **Poutre Porteuse :** $L_{\max} = 5,20 - 0,30 = 4,90 \text{ m}$

$$32,66 \leq h \leq 49 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$**

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4$$

} \Rightarrow les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

- **Poutre non Porteuse :** $L_{\max} = 5 - 0,3 = 4,7 \text{ m}$

$$31,33 \leq h \leq 47 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$**

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

II.5 Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

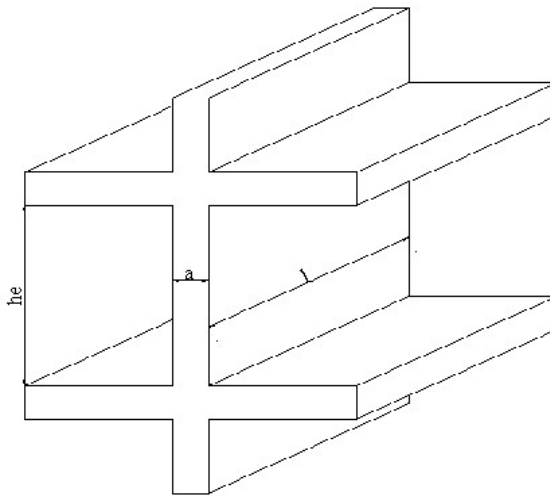


Figure II.9 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\} \text{ (art:7.7.1) [2]}$$

avec:

h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

- On a $h_e = (3,06 - 0,45) = 2,61\text{m}$
 $a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 13,05 \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$

Conclusion

On adopte pour $a = 15 \text{ cm}$

II. 6 Les poteaux

a. Principe

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

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

b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003" [2].
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. Loi de dégression

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

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2][3].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

▪ Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{ Art (B-8-4-1) [1]}$$

Avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\lambda: \text{élancement d'EULER} \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right).$$

l_f : longueur de flambement ;

$$i : \text{rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

$$\text{perpendiculaire au plan de flambement} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right).$$

* B : surface de la section du béton

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$) .

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).

* A_s : section d'acier comprimée.

* **Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur tout son périmètre tel que :**

- Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [cm^2]$

➤ **Selon le « BAEL 91 modifié 99 »**

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30cm \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

($a ; b$) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

- Schéma statique de la descente de charge :

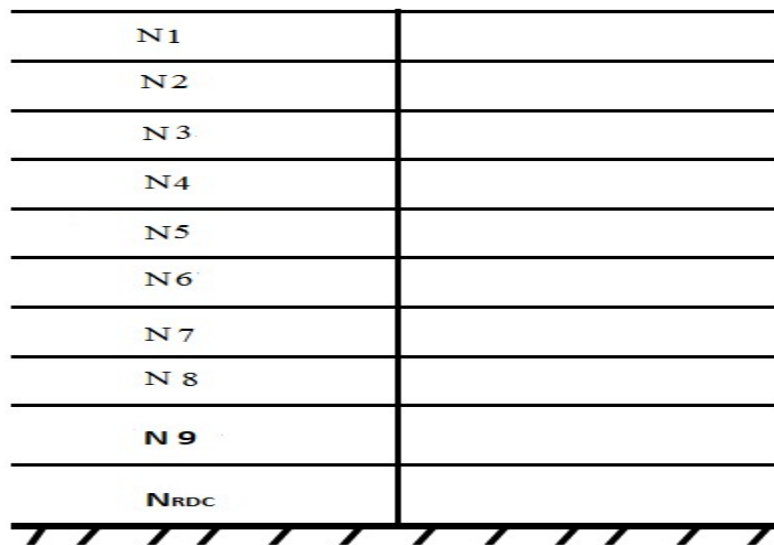


Figure II.10 : Schéma statique de la descente de charge.

- Calcul des poteaux

Les poteaux les plus sollicités sont :

- ✓ Poteau central $S = 12.39 \text{ m}^2$
- ✓ Poteau de rive. $S = 6.9325 \text{ m}^2$
- ✓ Poteau d'angle. $S = 6.7525 \text{ m}^2$

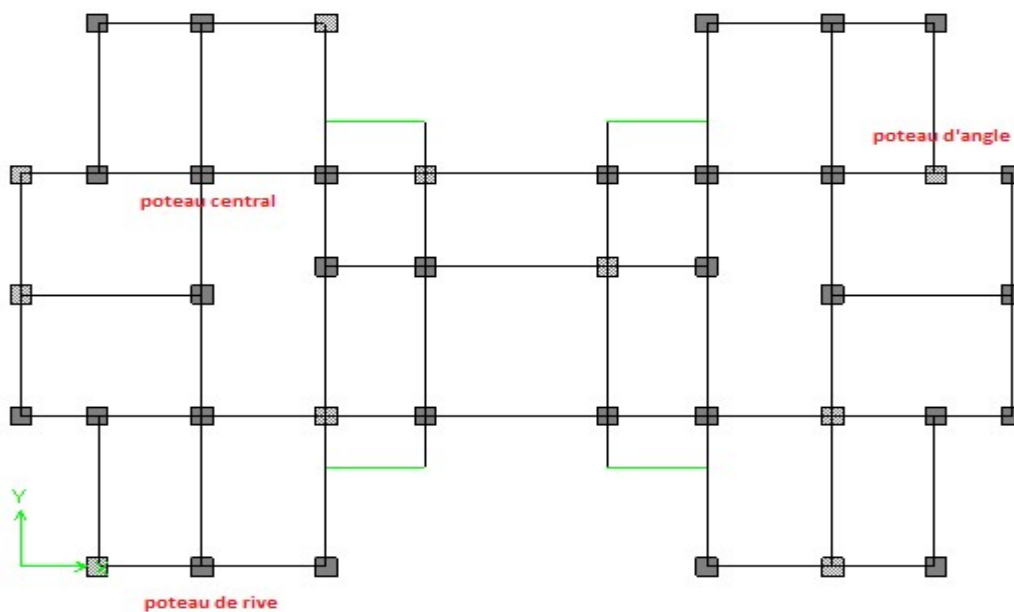


Figure II.11 : Vue en plan « Types de Poteaux »

- **Le poteau central : poteau C-2**

Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 12.39 = 81.53 \text{ KN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 12.39 = 67.40 \text{ KN}$

Poids de la poutre principal : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3.25 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 10.97 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.025 \times 0,4 \times 0,3 \times 25 = 12.08 \text{ KN}$

Poids du poteau étage courant : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.06 - 0.45) \times 0,3^2 \times 25 = 5.87 \text{ KN}$

Poids du Mur intérieur : $G \times h \times L = 1.14 \times 4.2 \times 2.61 = 12.5 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N 1	Q_0	1	Q_0	1
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2,5
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,5
N 9	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,24
N _{RDC}	Q_9	5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	10

Tableau II.1 : Dégression des surcharges pour les poteaux

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau central:

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau terrasse Total	81,53 23,05 5,87 110,45	12,39
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Mur intérieure Total	110,45 67,40 23,05 5,87 12,5 219,27	30,975
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	219,27 108,82 328,09	40,27
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	328,09 108,82 436,91	52,038
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	436,91 108,82 545,73	60,09
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	545,73 108,8 654,53	64,43
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	654,53 108,82 763,35	68,145
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	763,35 108,82 827,17	77,44
1 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 X1 Total	827,17 108,82 981	86,73
RDC	N _{RDC}	Venant de N9 X1 Total	981 108,82 1089,81	96,02
Totale	∑		1089,81	96,02

Tableau II.2 : Descente de charge du poteau central

Choix des sections des poteaux centraux :

Etages	NG (kN)	Q (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
9 ^{ème} étage	110,45	12,39	167,7	110,68	8,52	30*30	30*30
8 ^{ème} étage	219,27	30,975	342,48	226,04	13,03	30*30	30*30
7 ^{ème} étage	328,09	40,27	503,33	332,2	16,26	30*30	35*35
6 ^{ème} étage	436,91	52,038	667,9	440,81	19	30*30	35*35
5 ^{ème} étage	545,73	60,09	826,87	545,73	21,4	30*30	40*40
4 ^{ème} étage	654,53	64,43	980,26	647	23,5	30*30	40*40
3 ^{ème} étage	763,35	68,145	1132,74	747,61	25,34	30*30	45*45
2 ^{ème} étage	827,17	77,44	1232,84	813,67	26,53	30*30	45*45
1 ^{ème} étage	981	86,73	1412,58	932,3	28,5	30*30	50*50
RDC	1089,81	96,02	1615,27	1066,1	30,65	30*30	50*50

Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux centraux.**Vérification de critère de résistance :**

$$\frac{Nu}{B} \leq fbc = 14,2 \text{ MPa}$$

Etages	NU (kN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
9 ^{ème} étage	167,7	30*30	1,87	Vérifiée
8 ^{ème} étage	342,48	30*30	3,80	Vérifiée
7 ^{ème} étage	503,33	35*35	4,11	Vérifiée
6 ^{ème} étage	667,9	35*35	5,45	Vérifiée
5 ^{ème} étage	826,87	40*40	5,16	Vérifiée
4 ^{ème} étage	980,26	40*40	6,12	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1132,74	45*45	5,59	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1232,84	45*45	6,08	Vérifiée
1 ^{ème} étage	1412,58	50*50	5,66	Vérifiée
RDC	1615,27	50*50	6,46	Vérifiée

Tableau II.4 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.

La condition de résistance est vérifiée.

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{Nd}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad [2]$$

Avec : B_c : section de poteau

N_d : effort normal

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteaux central :

Etages	N_d (kN)	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	Observation
9 ^{ème} étage	167,7	30*30	900	0,07	Vérifié
8 ^{ème} étage	342,48	30*30	900	0,15	Vérifiée
7 ^{ème} étage	503,33	35*35	1225	0,16	Vérifiée
6 ^{ème} étage	667,9	35*35	1225	0,22	vérifiée
5 ^{ème} étage	826,87	40*40	1600	0,21	vérifiée
4 ^{ème} étage	980,26	40*40	1600	0,24	vérifiée
3 ^{ème} étage	1132,74	45*45	2025	0,22	vérifiée
2 ^{ème} étage	1232,84	45*45	2025	0,24	vérifiée
1 ^{ème} étage	1412,58	50*50	2500	0,23	vérifiée
RDC	1615,27	50*50	2500	0,26	vérifiée

Tableau II.5 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.

- **Le poteau de rive : C-1**

Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 6.9325 = 45.61 \text{ kN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 6.9325 = 37.71 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale: $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2.35 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 7.93 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire: $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2.95 \times 0,40 \times 0,3 \times 25 = 8.85 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère : $L_{C.H} \times G_{acrotère} = 3.25 \times 2,517 = 8.18 \text{ kN}$

Poids du mur extérieur : $L \times h_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} = 2.95 \times (3,06-0,45) \times 2,89 = 22.25 \text{ kN}$

Poteau 30x30 : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06-0,45) \times (0,3)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$

Poids du Mur intérieur : $G \times h \times L = 1.14 \times 2.35 \times 2.61 = 7 \text{ kN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive:

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corp creux Poids des poutres Poids de poteau Poids de l'acrotère total	45,61 16,78 5,87 8,18 96,44	6,9325
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher habitation corp creux Poids des poutres Poids de poteau Mur intérieur Mur extérieur Total	96,44 37,71 16,78 5,87 7 22,25 195,3	17,33
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	195,3 89,61 284,91	22,53
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	284,91 89,61 374,52	29,12
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	374,52 89,61 464,13	33,62
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	464,13 89,61 553,74	36,05
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	553,74 89,61 643,35	38,13
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	643,35 89,61 732,96	43,33
1 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 X1 Total	732,96 89,61 822,57	48,53
RDC	N _{RDC}	Venant de N9 X1 Total	822,57 89,61 912,18	53,73
totale	Σ		912,12	53,73

Tableau II.6 : Descente de charge du poteau de rive.

Choix des sections de poteau de rive :

Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
9 ^{ème} étage	105,69	6,9325	153,1	101,05	8,05	30*30	30*30
8 ^{ème} étage	195,3	17,33	289,65	191,17	11,82	30*30	30*30
7 ^{ème} étage	284,91	22,53	418,42	276,16	14,62	30*30	35*35
6 ^{ème} étage	374,52	29,12	512,8	338,47	16,40	30*30	35*35
5 ^{ème} étage	464,13	33,62	677	446,82	19,14	30*30	40*40
4 ^{ème} étage	553,47	36,05	801,26	528,83	21	30*30	40*40
3 ^{ème} étage	643,35	38,13	925,72	610,97	22,72	30*30	45*45
2 ^{ème} étage	732,96	43,33	1054,5	695,97	24,38	30*30	45*45
1 ^{ème} étage	822,57	48,53	1183,26	780,95	25,94	30*30	50*50
RDC	912,12	53,73	1311,96	865,89	27,42	30*30	50*50

Tableau II.7 : Choix des sections de poteau de rive**Vérification de critère de résistance :**

$$\frac{NU}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

Poteau	Etages	Nu (KN)	(a*b) (cm)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Rive	9 ^{ème} étage	153,1	30*30	900	1,7	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	289,65	30*30	900	3,22	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	418,42	35*35	1225	3,41	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	512,8	35*35	1225	4,19	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	677	40*40	1600	4,23	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	801,26	40*40	1600	5	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	925,72	45*45	2025	4,57	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1054,5	45*45	2025	5,2	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1183,26	50*50	2500	4,73	Vérifiée
	RDC	1311,96	50*50	2500	5,25	Vérifiée

Tableau II.8 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.

La condition de résistance est vérifiée .

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Etages	N_d (KN)	(a*b) (cm)	B(cm ²)	ν	Observation
9 ^{ème} étage	153,1	30*30	900	0,07	Vérifié
8 ^{ème} étage	289,65	30*30	900	0,12	Vérifiée
7 ^{ème} étage	418,42	35*35	1225	0,13	Vérifiée
6 ^{ème} étage	512,8	35*35	1225	0,16	vérifiée
5 ^{ème} étage	677	40*40	1600	0,17	Vérifié
4 ^{ème} étage	801,26	40*40	1600	0,20	Vérifié
3 ^{ème} étage	925,72	45*45	2025	0,18	Vérifié
2 ^{ème} étage	1054,5	45*45	2025	0,21	Vérifié
1 ^{ème} étage	1183,26	50*50	2500	0,19	Vérifié
RDC	1311,96	50*50	2500	0,21	Vérifié

Tableau II.9 : Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.

- **Le poteau d'angle : B-2**

Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,58 \times 6.7525 = 44.43\text{kN}$

Poids du plancher étage courant : $G \times S = 5,44 \times 6.7525 = 36.73 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale: $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2.3.5 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 8.81 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0.95 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 2.85\text{KN}$

Poids de l'acrotère : $L_{C.H} \times G_{acrotère} = 3.3 \times 2.517 = 8.31 \text{ kN}$

Poids du mur extérieur : $L \times h_{mur} \times G_{mur} = 3.3 \times (3,06-0,45) \times 2,89 = 24.89 \text{ kN}$

Poteau 30x30 : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06-0,45) \times (0,3)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle:

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse Poids des poutres Poids de poteau Poids de l'acrotère Total	44,43 11,66 5,87 8,31 70,27	6.7525
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage habitation Mur extérieur Poids des poutres Poids de poteau Total	70,27 36,73 24,89 11,66 5,87 149,42	16,88
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	149,42 79,15 228,57	21,95
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	228,57 79,15 307,72	28,36
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	307,72 79,15 386,87	32,75
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	386,87 79,15 466,02	35,11
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	466,02 79,15 545,17	37,14
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	545,17 79,15 624,34	42,2
1 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 X1 Total	624,34 79,15 703,49	47,27
RDC	N10	Venant de N9 X1 Total	703,49 79,15 782,64	52,33
Totale	Σ		782,64	52,33

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau d'angle.

Choix des sections de poteau d'angle:

Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
9 ^{ème} étage	70,27	6,753	105	69,3	6,32	30*30	30*30
8 ^{ème} étage	149,42	16,88	227,04	149,84	10,24	30*30	30*30
7 ^{ème} étage	228,75	21,95	341,73	225,54	13,02	30*30	35*35
6 ^{ème} étage	307,72	28,36	457,96	302,25	15,38	30*30	35*35
5 ^{ème} étage	386,87	32,75	571,4	377,12	19,41	30*30	40*40
4 ^{ème} étage	469,99	35,11	687,15	453,52	21,3	30*30	40*40
3 ^{ème} étage	545,17	37,14	791,69	522,5	22,85	30*30	45*45
2 ^{ème} étage	624,32	42,2	906,13	598,04	24,45	30*30	45*45
1 ^{ème} étage	703,49	47,27	1020,62	673,6	25,95	30*30	50*50
RDC	782,49	52,33	1134,85	749	27,36	30*30	50*50

Tableau II.11 : Choix des sections de poteau d'angle.**Vérification de critère de résistance :**

$$\frac{NU}{B} \leq fbc = 14,2 \text{ Mpa}$$

Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
9 ^{ème} étage	105	30*30	1,16	Vérifiée
8 ^{ème} étage	227,04	30*30	2,52	Vérifiée
7 ^{ème} étage	341,73	35*35	2,78	Vérifiée
6 ^{ème} étage	457,96	35*35	3,73	Vérifiée
5 ^{ème} étage	571,4	40*40	3,57	Vérifiée
4 ^{ème} étage	687,15	40*40	4,29	Vérifiée
3 ^{ème} étage	791,69	45*45	3,90	Vérifiée
2 ^{ème} étage	906,13	45*45	4,47	Vérifiée
1 ^{ème} étage	1020,62	50*50	4,08	Vérifiée
RDC	1134,85	50*50	4,54	Vérifiée

Tableau II.12 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle.

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

étages	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
9 ^{ème} étage	105	30*30	900	0,046	Vérifié
8 ^{ème} étage	227,04	30*30	900	0,1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	341,73	35*35	1225	0,11	vérifiée
6 ^{ème} étage	457,96	35*35	1225	0,15	Vérifiée
5 ^{ème} étage	571,4	40*40	1600	0,14	vérifiée
4 ^{ème} étage	687,15	40*40	1600	0,17	vérifiée
3 ^{ème} étage	791,69	45*45	2025	0,15	Vérifié
2 ^{ème} étage	906,13	45*45	2025	0,18	Vérifié
1 ^{ème} étage	1020,62	50*50	2500	0,16	Vérifié
RDC	1134,85	50*50	2500	0,18	Vérifié

Tableau II.13 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.

Le choix final des sections des poteaux :

Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous :

Etages	a*b (cm)
9 ^{ème} étage	30*30
8 ^{ème} étage	30*30
7 ^{ème} étage	35*35
6 ^{ème} étage	35*35
5 ^{ème} étage	40*40
4 ^{ème} étage	40*40
3 ^{ème} étage	45*45
2 ^{ème} étage	45*45
1 ^{ème} étage	50*50
RDC	50*50

Tableau II.14 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

III.1 Acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

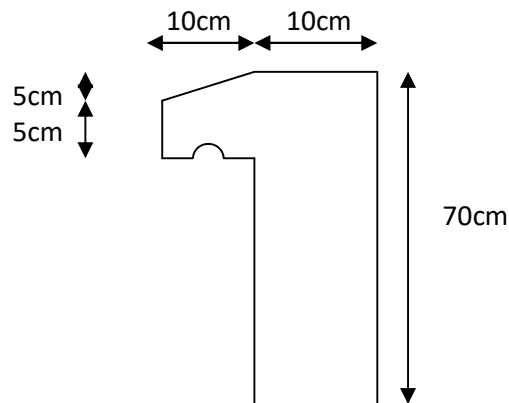


Figure III.1 : Acrotère

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G = 2.5175 \text{ KN}$

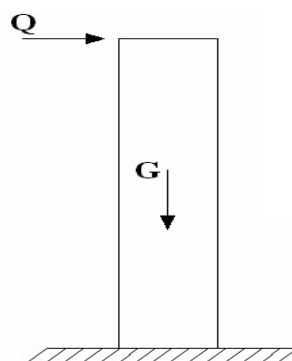


Figure III.2 : Charges agissent sur l'acrotère.

b. Charge d'exploitation

$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

L'action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$.

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p \dots (6-3)$ [3]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA** pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

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

W_p : Poids de l'acrotère = 2.5175 kN.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2.5175 = 2.014$ kN.

$Q_h = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 2.014 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 2.014 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$G=2,5175$ kN/ml et $Q_h=2.014$ kN/ml

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U : $N_u = 1,35G = 3.4$ kN

$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 2.11$ kN.m

$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 3.02$ kN

E.L.S :

$N_{ser} = G = 2.5175$ kN

$M_{ser} = Q_h \cdot h = 1,41$ kNm

$T_{ser} = Q_h = 2.014$ kN

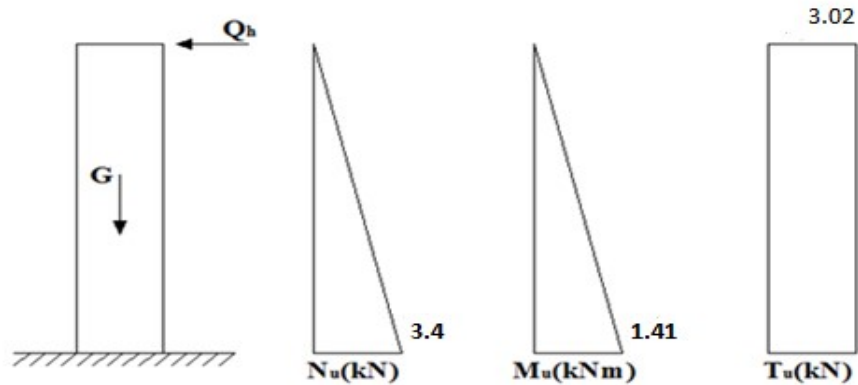


Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=1\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

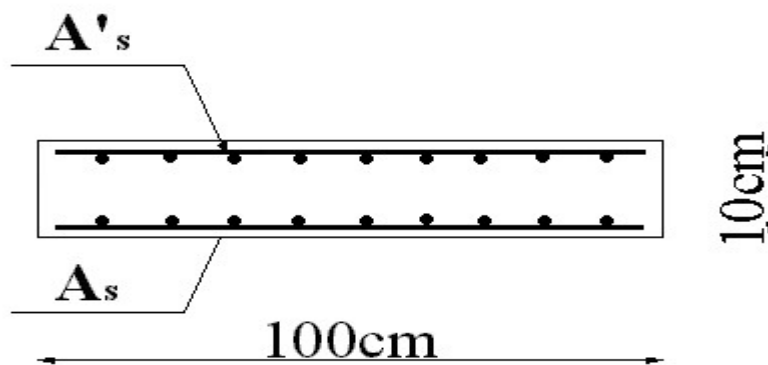


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

• Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned}
 e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,11}{3,14} = 62.06\text{cm} \\
 \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 1 = 4\text{cm}
 \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

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

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,25 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0196$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0247$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,99 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0196 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 71,92 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 62,15 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,62 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 : [1]

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2; 1,09 \text{ cm}^2 \right\} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 6T6=1,70 cm²/ml

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

III.1.6 Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisi 4T6=1,41 cm² avec un espacement : $S_t = \frac{70-6}{3} = \frac{64}{3} = 21,33 \text{ cm}$

On opte $s_t = 20 \text{ cm}$

III.1.7 Vérification des à L'E.L.S :

a. Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 56 \text{ cm}$$

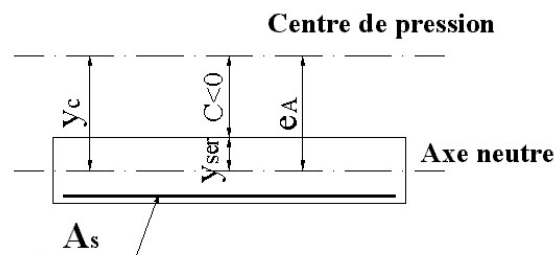


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 60 \text{ cm} \Rightarrow C = -51 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

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

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

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

$$\text{Avec : } n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -7711.2 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 259794 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution qui convient est : $y_c = 53.03 \text{ cm}$

$$Y_{ser} = Y_c + C = 2.03 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 2.03 \\ y_c = 53.03 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] \quad ; \quad n = 15$$

avec : $A_s' = 0$

$$\Rightarrow I = 151766 \text{ cm}^4$$

III.1.8 Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,5175 \cdot 10^3 \times 53.03 \cdot 10}{1517,66 \cdot 10^4} \right) \times 20.3 = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

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

$$\sigma_s = 92. \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 13.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.9 Vérification à l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{3,02 \cdot 10^3}{9 \cdot 10^4} = 0,033\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

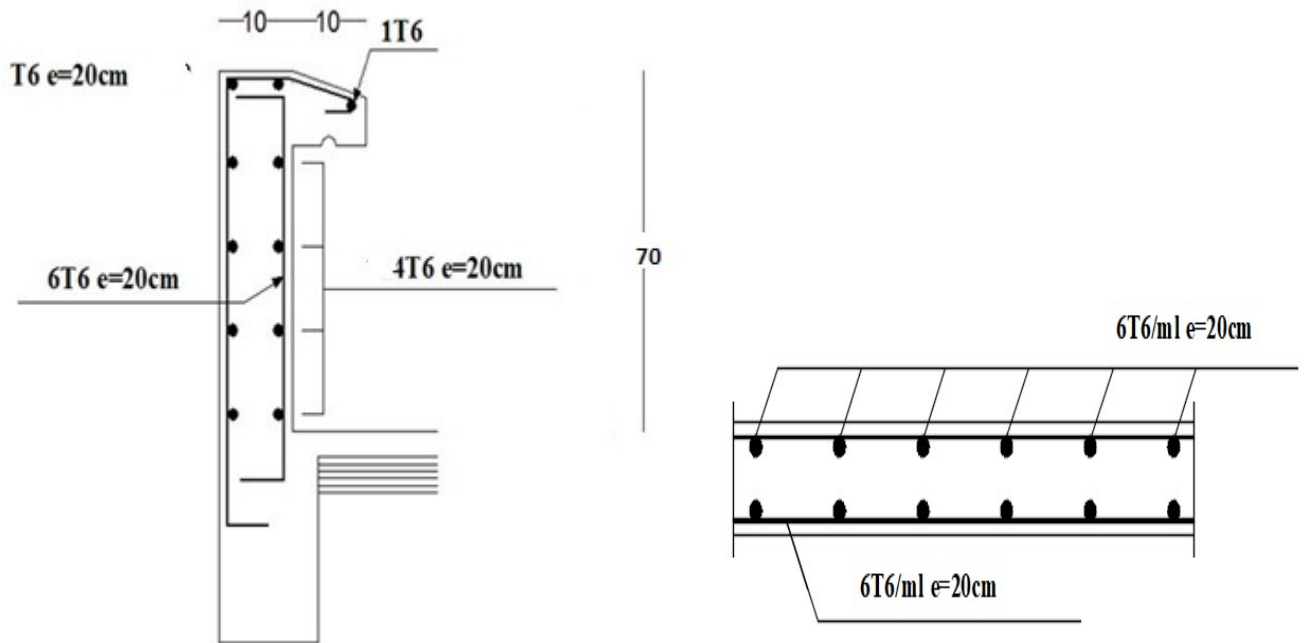


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude de séchoir :

III.2.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de séchoir, et se calcul comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur

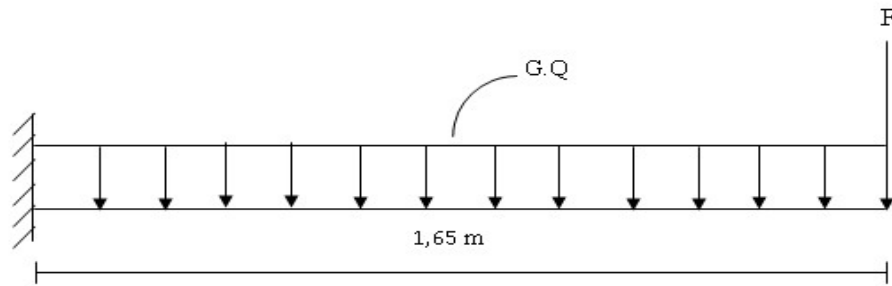


Figure III.7 : Schéma statistique du balcon.

III.2.2 Calcul des charges sollicitant le séchoir :

a. Charges permanentes et charges d'exploitation :

- Charge permanente :

Designation des éléments	Epaisseur e (m)	G (kN/m ²)
1. protection en gravillon	0,05	0,80
2. Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3. Forme de pente	0,10	2,20
4. Isolation thermique	0,04	0,16
5. Dalle pleine	0,15	3,75
6. Enduit plâtre	0,02	0,20
Total charges permanentes G		7,23
Total charges Exploitations Q		1,00

Tableau III.1 : Charges permanentes de séchoir

- Pour une bande de 1m :

$$G = 7.23 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}$$

Charge concentrée :

- Enduit au ciment :0,4 kN/m²
- Maçonnerie (ép=10cm) :0,90 kN/m²
- Enduit au plâtrt :0,24 kN/m²

$$F = 1,54 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m, $F = 1,54 \text{ kN/m}^2$

b. Combinaisons des charges :

	ELU	ELS
q (kN/m)	15.01	8,77
F(kN)	2,08	1,54

Tableau III.2 : Les combinaisons des charges.

c. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminer par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} + \dots \dots \dots \right] \dots \dots \dots (1)$$

$$T(x) = - [F + qx] \dots \dots \dots (2)$$

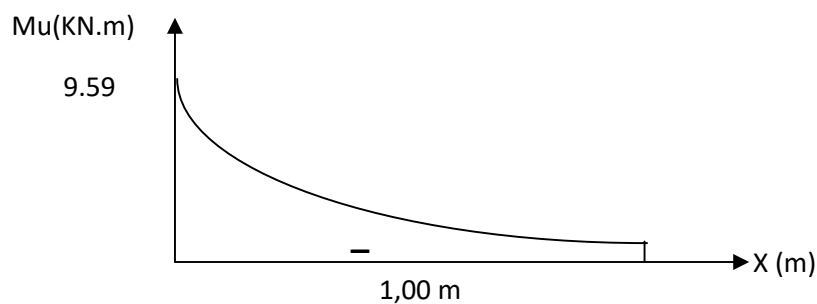


Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

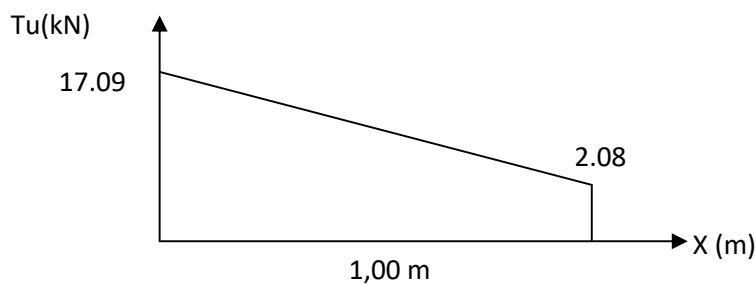


Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

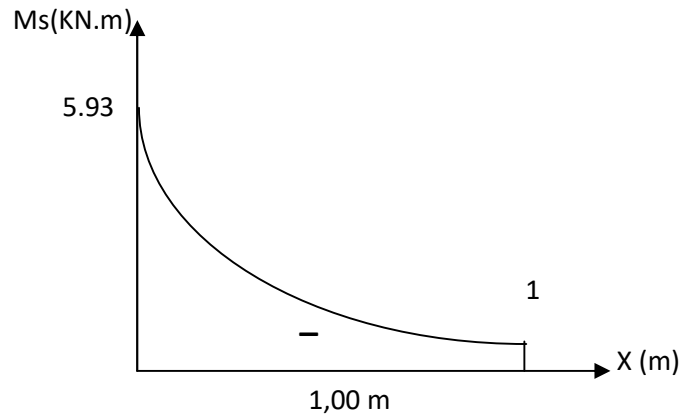


Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

III.2.3 Calcul du ferrailage :

a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)= (100x15) cm²

Les données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

MU (kN,m)	μ	$\mu < \mu_r$	A'S (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
9.87	0,038	oui	0	0,049	13 ,24	2,14	5T10	3,93	20

Tableau III.3 : Ferrailage du séchoir.

$$\begin{aligned}
 St < \min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right. \\
 \\
 St < \min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié}
 \end{aligned}$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1.97 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3T8/ml = 1.51 cm² avec: S_t = 15 cm

III.2.4 Vérification :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{17.09 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $\eta=1.6(H.A)$; $c'=2 \text{ cm}$; $d=13.5 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201.6 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
5.93	3,93	3,44	7322,74	2.79	vérifiée	13.03	vérifiée

Tableau III.4 : Vérification des contraintes.

- **Vérification de la flèche :** Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

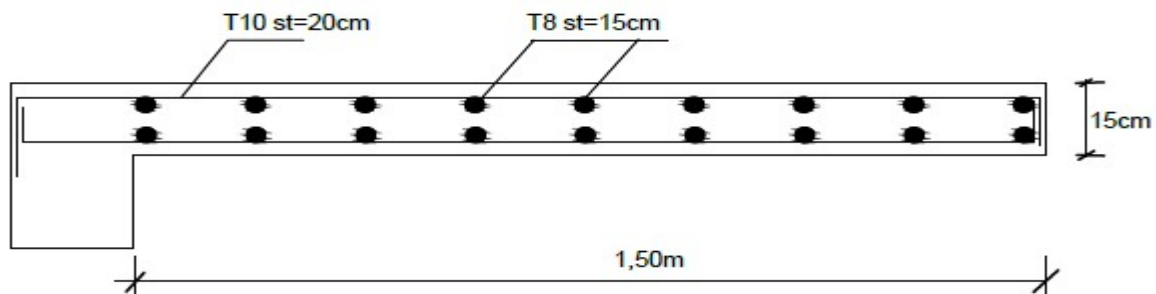


Figure III.11: Schéma de ferrailage du séchoir.

III.3 Etude des planchers :

III.3.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

III.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

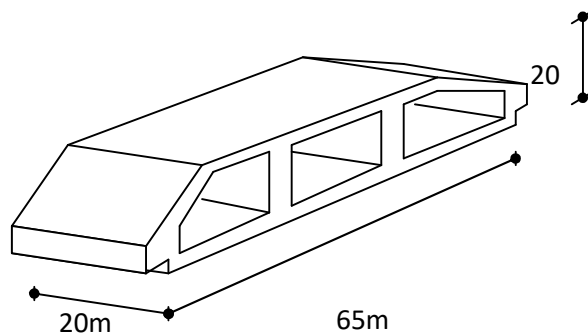


Figure III.12 : Corps Creux

III.3.2.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

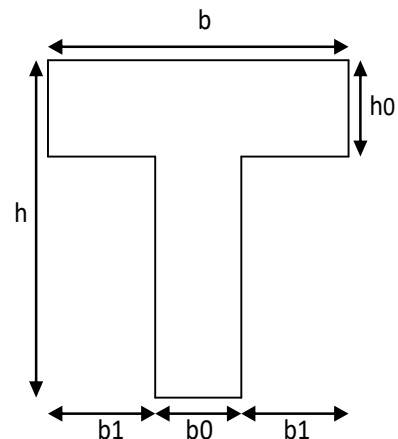
$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$



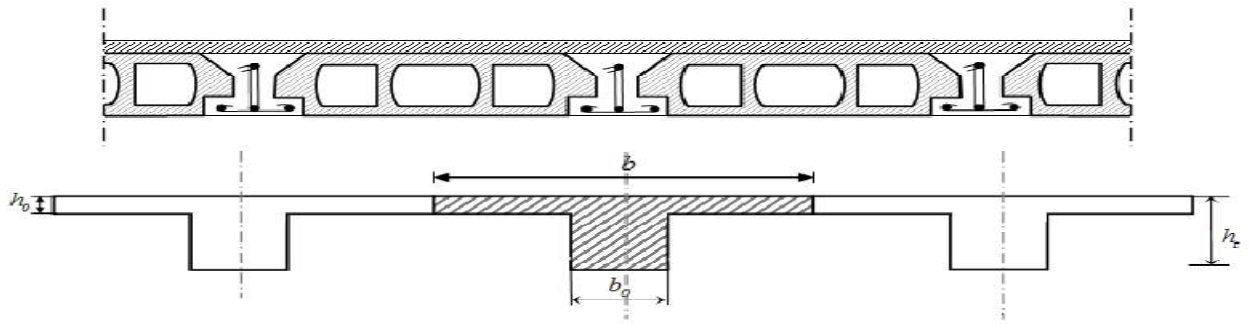


Figure III.13 : Schéma de poutrelle

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (10; 15)$ cm. On adopte $b_0 = 12$ cm.

Soit : **bo=12cm.**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 490 - 30 = 460 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{460}{10}\right) = 26.5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit: **b= 65cm**

III.2.2.1. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4.7 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

III.2.2.2. Calcul des moments :

- Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire [1] :

➤ condition d'application

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX}\{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1, 25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est peu préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

b. Méthode de CAQUOT [1] :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

➤ Moment sur appuis :

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$ Appuis intermédiaire.

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

➤ **Moment en travée :** $M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée ;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l'=l$pour une travée de rive
- $l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant:**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.
-

c. Méthode des éléments finis « Sap2000 »

les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel sap2000

Étapes de calcul des poutrelles :

* 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4.9\text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{ kN/m}^2$.

❖ **Evaluation des charges :**

- **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{ kN/ml}$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,91\text{ kN/ml}$

$$\Sigma G = 2.06\text{ kN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.76\text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,71\text{ kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.76 \times (4.9)^2}{8} = 10.38\text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.71 \times (4.9)^2}{8} = 7.48\text{ kNm}$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u=10.38\text{ kNm}$; $b=12\text{ cm}$; $d=3.6\text{ cm}$;
 $\sigma_{bc}=14,17\text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 4.71 > \mu_R \quad \text{Sachant qu'il est impossible d'avoir } \mu > 1$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.



Figure III-14: Les étaitements

* 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

III.3.2.1.2 Evaluation de charges revenantes aux poutrelles :

- A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	P_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	P_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.73	1.00	10.58	6.88	7.73	5.02
Etages d'habitation	5.49	1.50	9.66	6.28	6.99	4.54

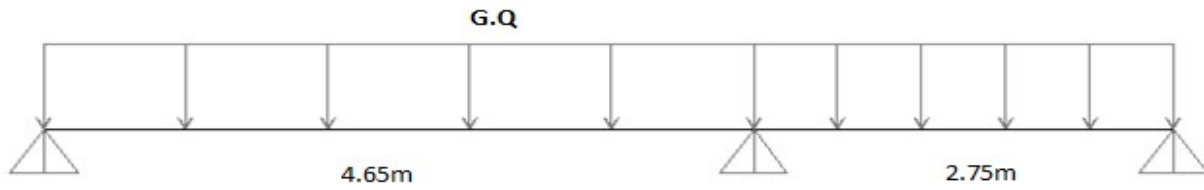
Tableau III.5 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

❖ Calcul des efforts internes :

a- Poutrelle à deux travées :

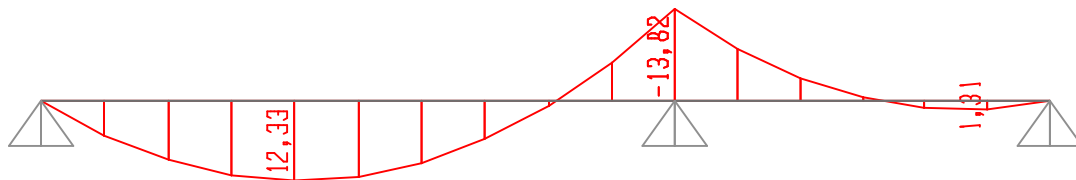


Méthode : élément finis (SAP2000)

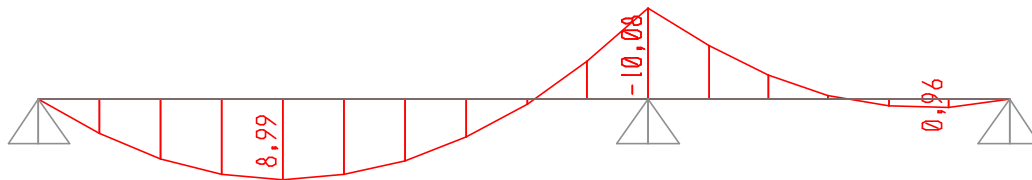
récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.($4.65\text{m}-2.75\text{m}$)

- Diagrammes des Moments :

ELU :



ELS :



- Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :

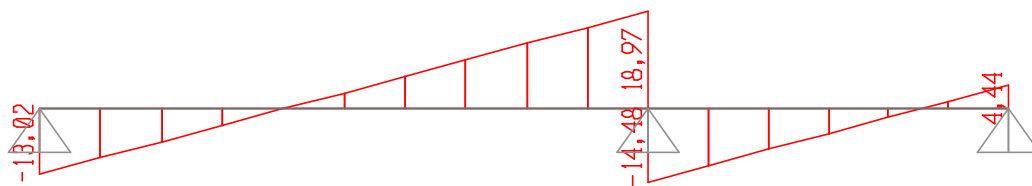
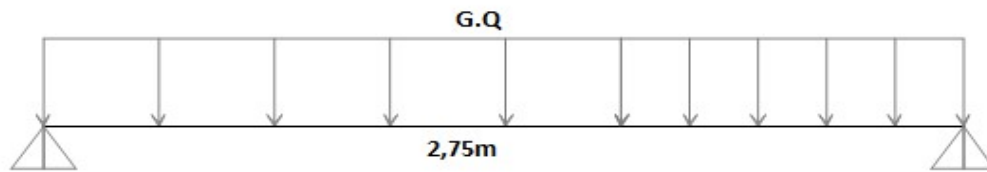


Figure .III.15: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à deux (02) travées

b-Poutrelle à une travée :

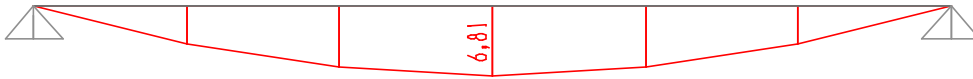
Méthode : élément finis (SAP2000)

récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.(2.75m)



- **Diagrammes des moments fléchissant :**

ELU :



ELS :



- **Diagrammes des efforts tranchant :**

ELU :

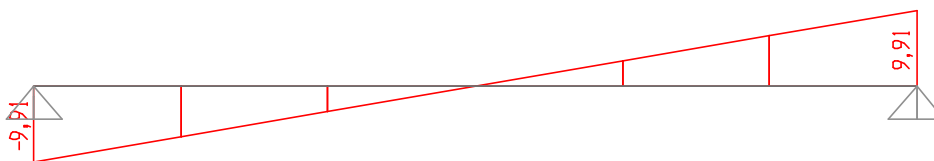
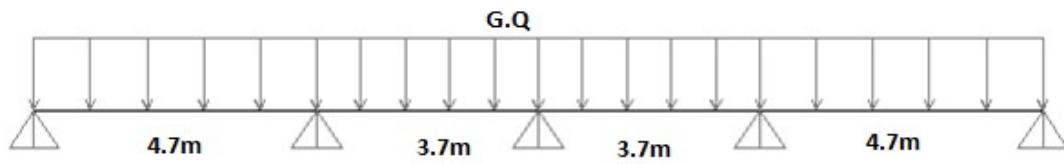


Figure .III.16 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées

c-Poutrelle à (04) travées :

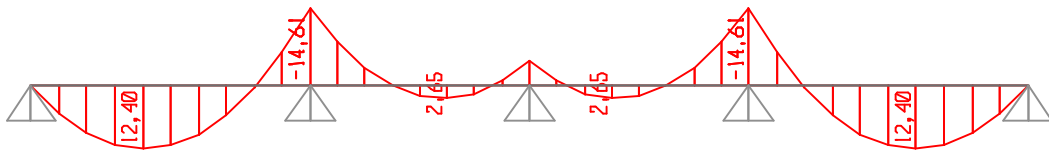


Méthode : élément finis (SAP2000).

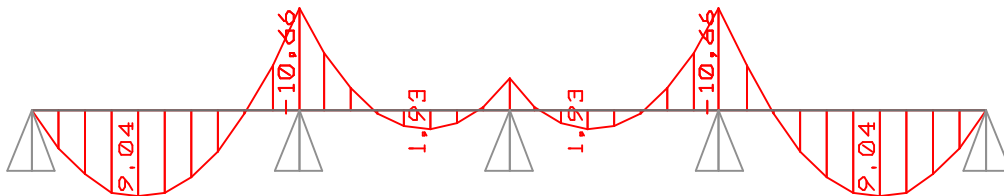
Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle. (4.7m – 3.7m – 3.7m- 4.7m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :



ELS :



- **Diagrammes des efforts tranchant :**

ELU :

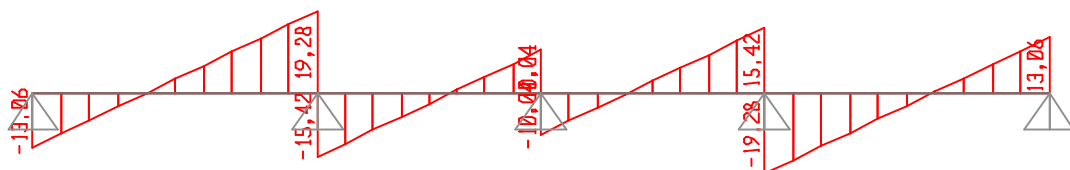


Figure .III.17 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04 travées

❖ Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 12.4 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = -14.61 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,28 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 9.04 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = -10.99 \text{ kNm}$$

❖ Ferrailage en travée :

$h=21 \text{ cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18.9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 75.52\text{kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
12.4	0,036	Oui	0	0,046	18.88	Oui	10‰	348	1,82

Tableau.III.6 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,48 \text{ cm}^2 ; 1,82 \text{ cm}^2\} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

❖ **Ferraillage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 14.61 \text{ kNm} < M_{tab} = 75.52 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$M_{Ua}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	A	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
13, 36	0, 20	Oui	0	0,282	16.76	non	8.91	348	2,29

Tableau.III.7: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,29 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T14+1T10 ($A_s = 2,33 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications:**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,28 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,85 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**
- **Vérification de la compression du béton ^[1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 13,06 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,06 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,64 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales ^[1] :**

$$A_s = 3,08 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,49 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**
- **Vérification de la contrainte de compression ^[1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{19,28 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,95 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales ^[1] :**

$$A_s = 2,33 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,54 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- ✓ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

✓ **Vérification des contraintes du béton** ^[1] :

Soit “y” la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l’axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance “y” de l’axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D’après l’organigramme de la vérification d’une section rectangulaire à l’ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

• **Détermination de l’axe neutre**

On suppose que l’axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s.d + A'_s.c') = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : est la solution de l’équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d’inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l’hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance “y” et le moment d’inertie “I” se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	9.04	2,36	4,02	9245.64	3,93	vérifiée
Appuis	10.66	2,33	4 ,52	11554.26	4.17	vérifiée

Tableau III.8: Vérification de la contrainte de béton.

✓ **Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=21$ cm ; $b_0=12$ cm ; $d=18.9$ cm ; $L=4.9$ m ; $M_{tser}=9.04$ kNm ; $M_0=13.87$ kNm; $A_s=2,36$ cm² ; $f_e=400$ MPa.

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,044 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,01 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non; vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,055 < 0,09 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Alors:

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00$ m

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9.04	2,36	7.20	0,010	202.67	4.11	1.64	0,64	23257.11	7046.83	11347.15

Tableau III.9 : Calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,88cm \quad (L = 4.9m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,62cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,74cm < \bar{f} = 0,8cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance
($f_e = 235MPa$)

Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

- **Selon le C.B.A 93:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17.01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012\text{cm} \end{array} \right.$$

- **Selon le "RPA 99 version 2003" :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{cases}$$

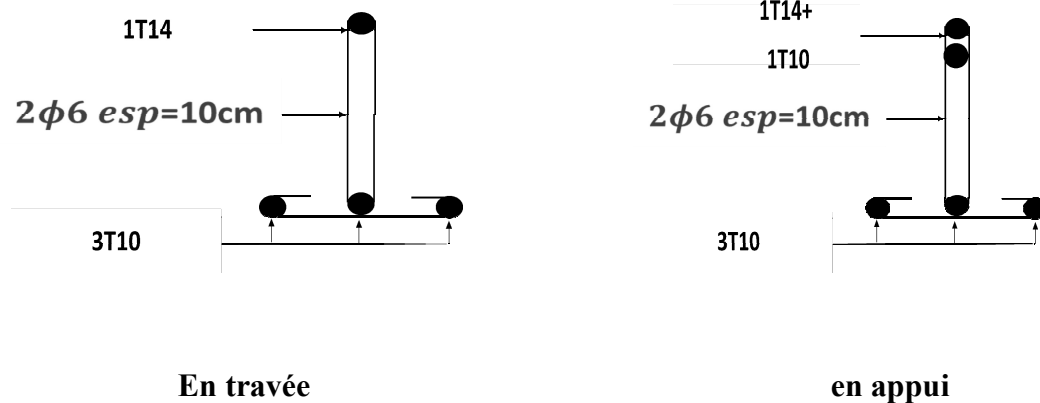


Figure .III.18: ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis

III.3.2.2 Ferrailage de la table de compression

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad \text{selon le C.B.A 93 (art.6.8.4.2.3)}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L=65 \text{ cm}$; $f_e=235 \text{ MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1= 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **6T6=1,7cm²**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :** $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2$

Soit : **6T6=1,7cm²** $S_t=20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.

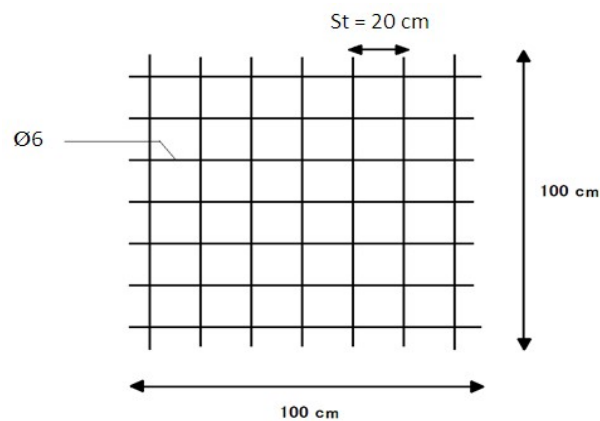


Figure III.19 : Ferrailage de la dalle de compression

III.4 étude d'escalier :

III.4.1 INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2 DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

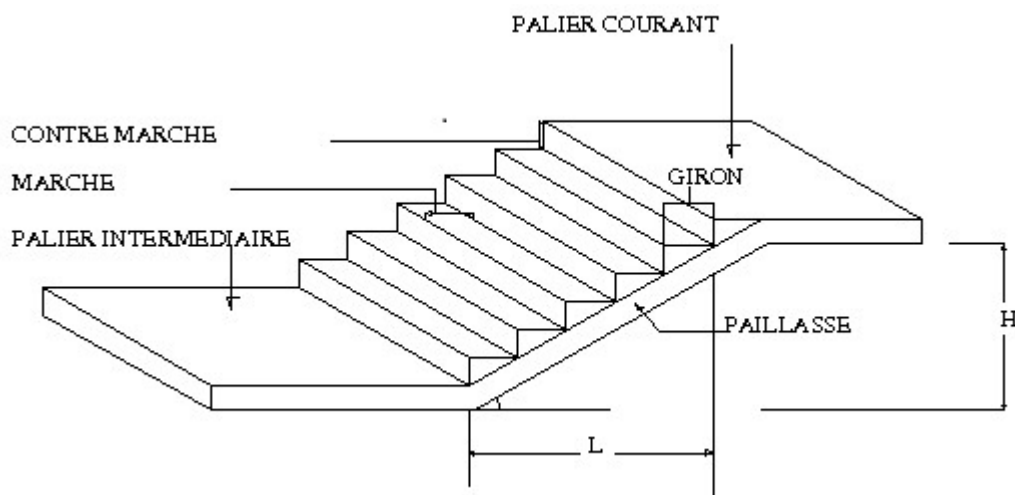
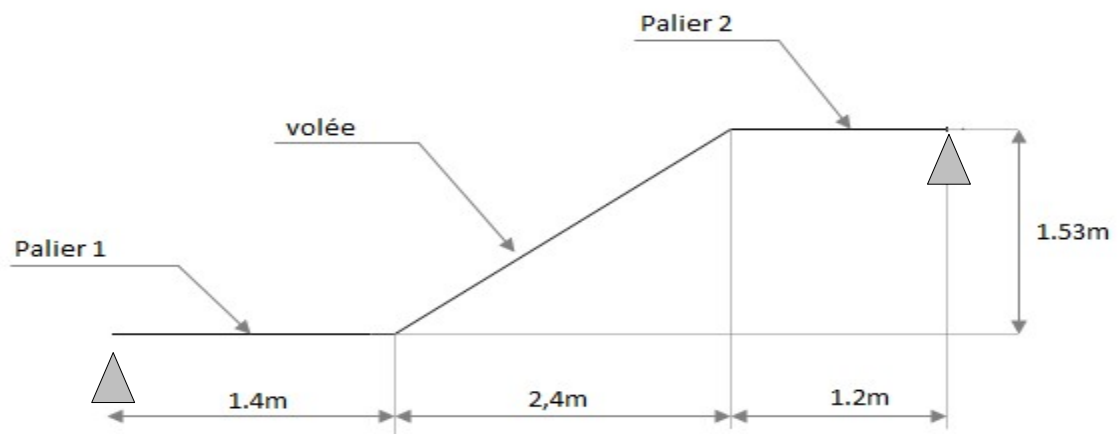
Schéma statique de l'escalier

Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur d'étage $H = 306\text{cm}$
- Le giron $g = 30\text{cm}$

➤ **Calcul du nombre de contre marches :**

$$n = (H / 2) \times 1 / h_0$$

Avec :

$$h_0 = 17 \text{ cm (hauteur de la contre marches).}$$

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 = 9$$

➤ **Calcul du nombre de marche:**

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

➤ **Calcul de l'angle α :**

$$\text{Tan } \alpha = h' / L' \text{ avec :}$$

$$h' = H / 2 = 1.53\text{m}$$

$$L' = 30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tag}\alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

➤ **Calcul de la longueur inclinée:**

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.85\text{m}$$

- Vérification de la relation de blondel:

$$59 \leq g + 2h < 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

➤ **Épaisseur de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$L / 30 \leq e \leq L / 20 \quad L = L_v + L_p$$

Avec : L_v : longueur de la volé

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2.40^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.85\text{m}$$

$$L_{p1} = 1.4\text{m}$$

$$L_{p2} = 1.2\text{m}$$

$$L = 140 + 285 + 120 = 545\text{cm}$$

$$545/30 \leq e \leq 545/20$$

$$18.16 \leq e \leq 27.25$$

Soit $e = 20\text{ cm}$

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations qui nous donnent le ferrailage correspondant, le calcul se fait à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire d'1 m de largeur et de hauteur $h=15\text{cm}$

III.4 .3 EVALUATION DES CHARGES

Désignation des éléments	palier (KN/m^2)	volé (KN/m^2)
Poids de la dalle	$25 \cdot 0.2 = 5$	$25 \cdot 0.2 / \cos(32.52) = 5.93$
Poids des marches	0.00	$25 \cdot 0.17 / 2 = 2.13$
Mortier de pose vertical	0.00	$20 \cdot 0.02 \cdot 0.17 / 0.3 = 0.23$
Mortier de pose horizontal	$20 \cdot 0.02 = 0.4$	$20 \cdot 0.02 = 0.40$
Carrelage de pose horizontal	$22 \cdot 0.02 = 0.44$	$22 \cdot 0.02 = 0.44$
Carrelage vertical	0.00	$22 \cdot 0.02 \cdot 0.17 / 0.3 = 0.25$
Garde corps	0.00	1
Enduit en plâtre	0.48	0.48

Tableau III.10 : Evaluation des charges sur les escaliers.

$$G_{\text{palier}} = 6.32 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{\text{volé}} = 10.86 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

IV.1. DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

a) Schéma statique de l'escalier :

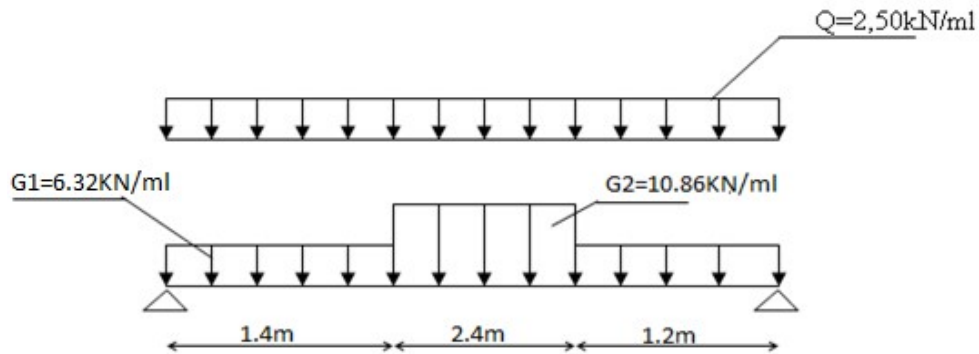


Figure III.21 Schéma statique de la charge d'escalier

b) Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	12.28	18.41
ELS	8.82	13.36

Tableau III.11 : Charge à l'ELU et l'ELS

IV.2. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

- Moment fléchissant :

ELU :

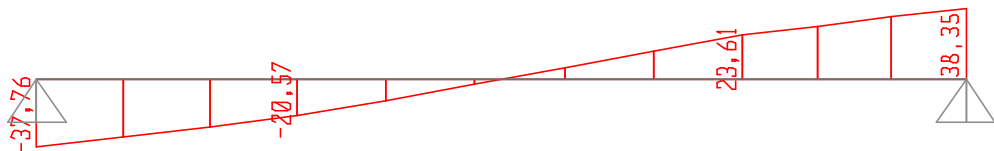


ELS :



- Effort tranchant :

ELU :



ELS :

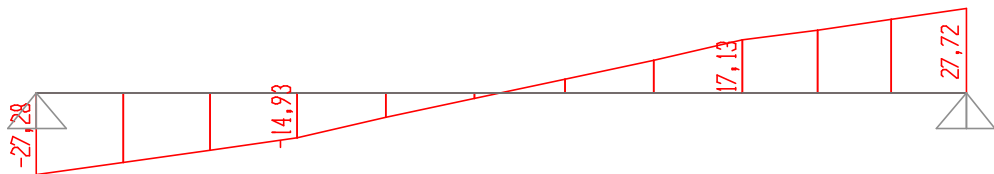


Figure .III.22 : Moment fléchissant, Effort tranchant de l'escalier

IV.3. CALCUL DES ARMATURES

$$M_u^{\max} = 52.10 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 38.85 \text{ kN}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 44.29 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 0.5 M^{\max} = 26.05 \text{ kN.m}$$

➤ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

$$\text{Tel que : } b=100\text{cm} ; h=20\text{cm}$$

➤ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400\text{MPa}$$

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	44.29	0,0965	Oui	0	0,127	17.08	7,45	10T10	7.85
Appuis	26.05	0.0567	Oui	0	0,073	17.97	4.16	6T10	4,71

Tableau III.12 : Ferrailage de l'escalier

Espacement :

▪ En travée : $esp \leq \frac{100}{10} = 10\text{cm}$

On prend : $esp = 10\text{cm}$

▪ Sur appui : $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66\text{cm}$

On prend : $esp = 15\text{cm}$

➤ **Armature de répartition :**

▪ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,96\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,92\text{cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de $6T8=2,01\text{cm}^2$ avec $S_t=25\text{cm}$

▪ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,18\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2,35\text{cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de $4T8=2,01\text{cm}^2$ avec $S_t=25\text{cm}$

IV.4. VÉRIFICATIONS

a. **Condition de non fragilité** ^[2] :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,85\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17\text{cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,71\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17\text{cm}^2$ vérifiée

b. **Effort tranchant** ^[2] :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{38,85 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,2\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

c. **Vérification des armatures transversales** ^[2] :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,2\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

d.1. Vérification des contraintes du béton :**- Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c=c'=3\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 37.73 = 18.87\text{kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 37.73 = 32.07\text{KN.m}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<i>Travée</i>	32.07	7.85	5.84	24050.4	7.78	Vérifiée
<i>Appui</i>	18.87	4.71	4.38	15906.8	5,58	Vérifiée

Tableau III.13 : Vérification à l'E.L.S

d.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites ^[3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{500} = 0,04 < 0,0625 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée} \\ \frac{7.85}{100 \times 18} = 0,0043 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \textit{vérifiée} \\ 0,004 < \frac{1}{10} = 0,09 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

1. Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \textit{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
32.07	7.7	0,0044	226.96	4.77	1.9	0,4	74202.66	28068.41	49770.1

Tableau III.114 : Vérification de la flèche de l’escalier

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.9cm \\ f_v = 1.5cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.6cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{500}{500} = 1.5cm$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,6cm < \bar{f} = 1,5cm.....v\u00e9rifi\u00e9e.$

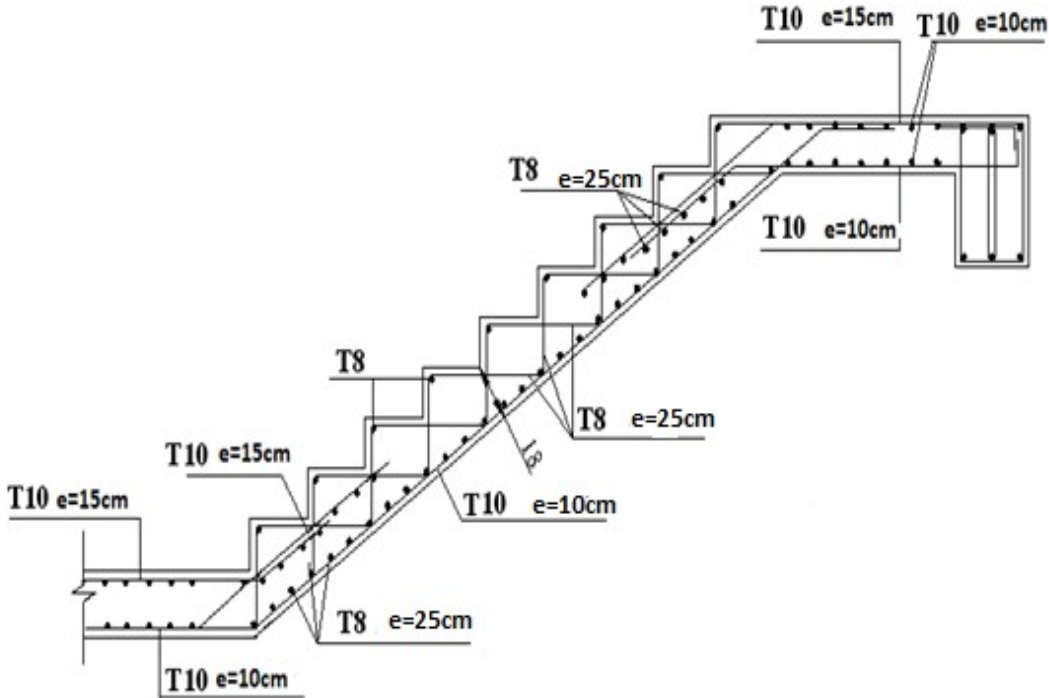


Figure III.23 : Ferrailage de l'escalier

IV.1 Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V 9.4** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

VI.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

VI.2.2 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

VI.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.3.1 La méthode statique équivalente

a. Principe :

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 à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b. Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Zone III :**
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

VI.3.2 La méthode modale spectrale :

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- 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 (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots\dots (4-14) \quad [1]$$

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

b. Analyse spectrale :

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13)[1]$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**
Sa/g

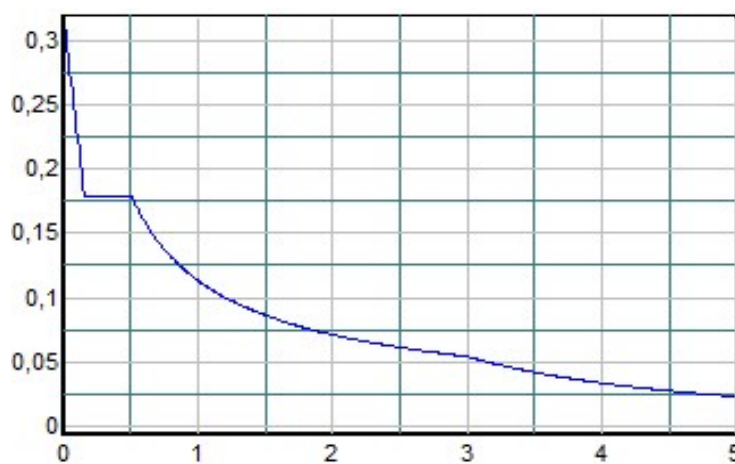


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

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

Q : Facteur de qualité.

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le "*RPA99 version 2003*" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_i " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_i < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_i}$.

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : 2
* zone sismique : III } $\longrightarrow A=0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

- $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 33.6m$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 28.60m, \\ \Rightarrow D_y = 18.50m \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(33.6)^{3/4} = 0.7s, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{33.6}{\sqrt{28.6}} = 0,57 \text{ sec}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{33.6}{\sqrt{18.50}} = 0,703 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0.57, 0.70) = 0.57 \text{ sec} .$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0.703, 0.70) = 0.70 \text{ sec} .$

Calcul de D :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.57} \right)^{2/3} = 2.02 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \left(\frac{0.5}{0.7} \right)^{2/3} = 1.76 \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) **de RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

R=3.5 (voiles porteur)

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0)=1.15$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0)=1.15$$

Donc :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} . W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} . W$$

VI.4 Résultats de l'analyse sismique

1. Modèle initial :

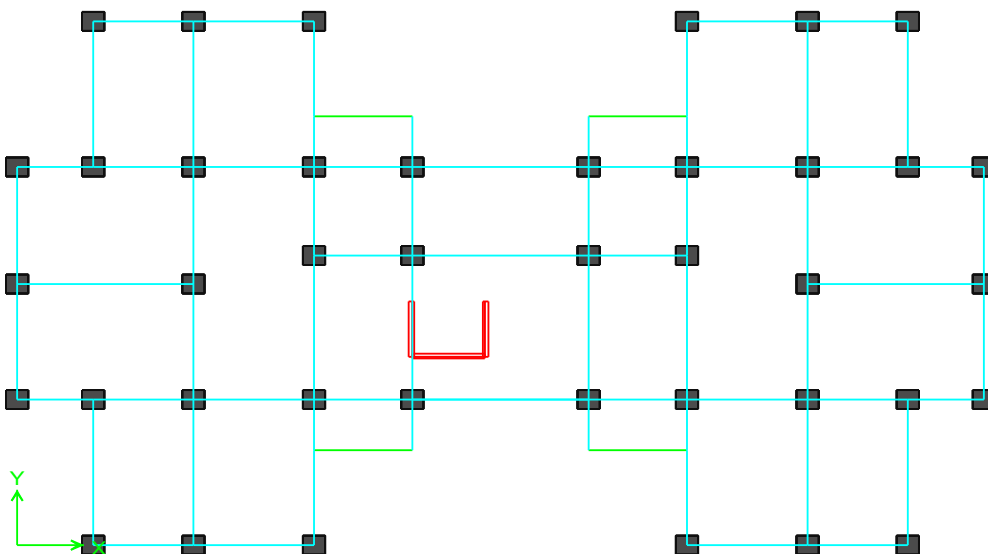


Figure IV.2 : Vue en plan du 1^{er} modèle

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

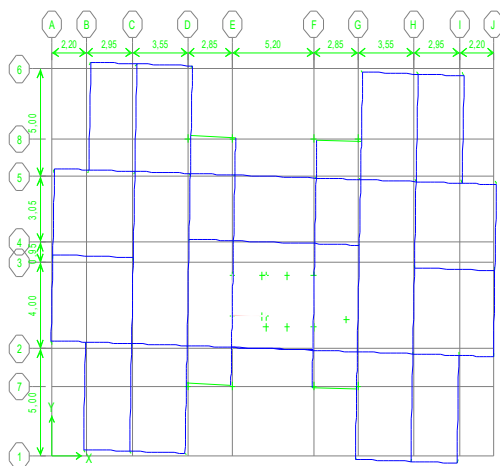
L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,273$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode

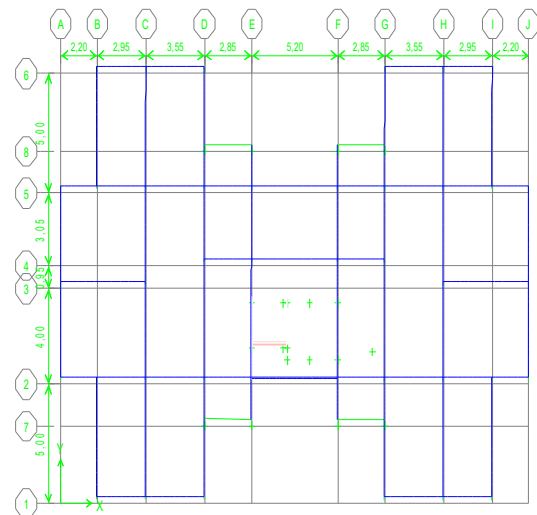
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,273	3,155	0,009	3,155	0,009
2	1,008	0,344	67,394	3,499	67,403
3	0,862	70,194	0,266	73,693	67,67
4	0,466	0,714	0,001	74,408	67,671
5	0,301	9,033	6,973	83,442	74,645
6	0,282	6,462	10,869	89,905	85,514
7	0,253	0,184	0,002	90,089	85,516
8	0,172	0,039	0,0074	90,128	85,524
9	0,170	3,450	0,153	93,578	85,677
10	0,143	1,429	0,827	95,008	86,505
11	0,130	0,794	5,867	95,803	92,372

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

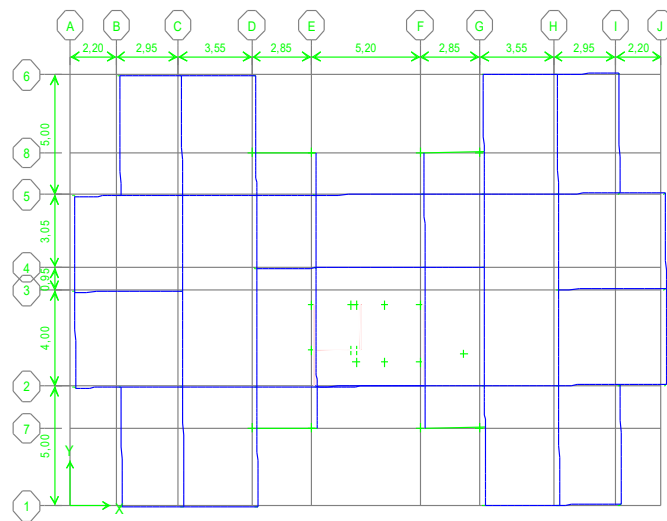
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x



Le 1^{er} mode : rotation



Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à y-y



Le 3^{ème} mode : translation parallèlement à x-x.

Pour éviter le mode de torsion en 1^{er} mode, on doit rigidifier la structure. Les “*RPA99 version 2003*” rendent nécessaire l’introduction des voiles dans le système de contreventement.

2^{ème} Modèle (finale) :

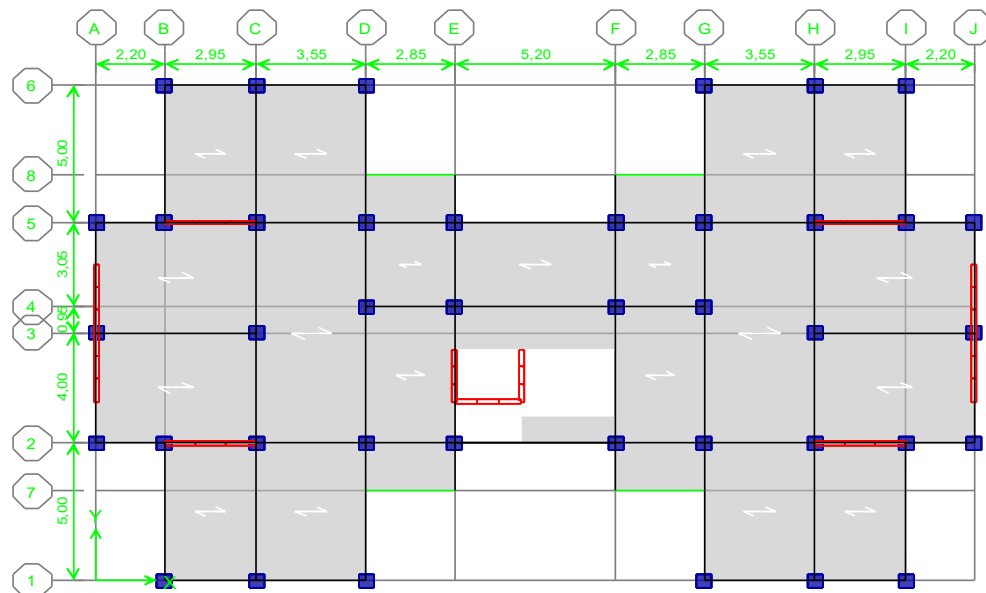


Figure IV.3 : Vue en plan du 2^{ème} modèle

a. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

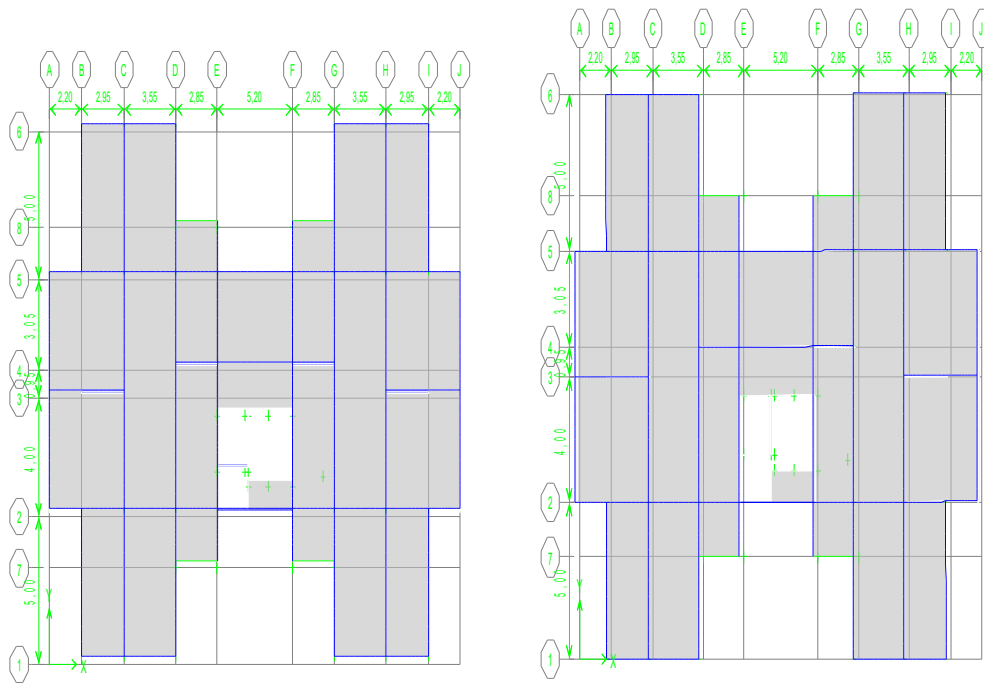
Une période fondamentale : $T = 0,78$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode.

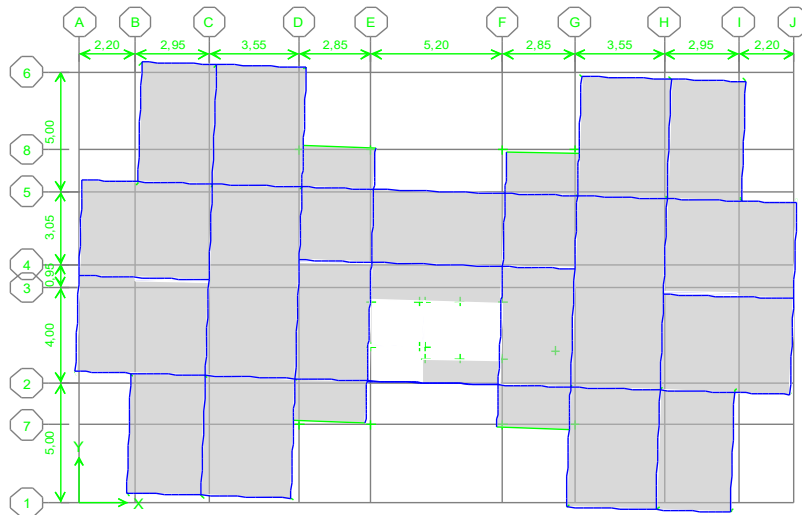
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,787659	0,1542	69,525	0,1542	69,525
2	0,730321	67,5919	0,1634	67,746	69,6884
3	0,60606	0,7627	0,0098	68,5088	69,6982
4	0,256243	0,0034	6,1362	68,5122	75,8345
5	0,242869	5,2009	0,01	73,713	75,8345
6	0,230197	0,0005	0,0103	73,7135	75,8448
7	0,21395	0,0073	10,831	73,7208	86,6758
8	0,201582	11,6261	0,0186	85,3469	86,6944
9	0,173381	0,2519	0,0078	85,5988	86,7023
10	0,105853	0,0105	6,1189	85,6092	92,8212
11	0,098515	6,7026	0,0117	92,3119	92,8329

Tableau IV.3 : Participation massique du 2^{ème} modèle

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y. Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à x-x.



Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans nos précédents calculs nous avons pris $R=3,5$ donc selon le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** il faut justifier que :

- Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

1) Justification des voiles sous charges verticales

Charge vertical totales(KN)	Charge de voiles(KN)	Pourcentage(%)
46051.35	18123.22	39,35%

Tableau IV.4 Charges verticales reprises par voiles

Nous remarquons que les voiles reprennent plus que 20 % des sollicitations dues aux charges verticales alors nous avons un système de contreventement avec des voiles porteurs (vérifier).

c. Efforts tranchants à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_{dx} et V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , **l'article 4-3-6 du RPA99/version2003**.

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$W \text{ (poids totale de la structure)} = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\beta=0.2)$$

Nous obtenons le résultat du poids depuis ETABS : $W = 41293.17 \text{ kN}$

$$V_{xst} = \frac{0.25 \times 2.02 \times 1.15}{3.5} \times 41293.17 = 7149,62 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{0.25 \times 1.76 \times 1.15}{3.5} \times 41293.17 = 6229,37 \text{ KN}$$

➤ Sens XX

$$V_{dy \ x} = 5813,72 \text{ KN} > 0.8 V_{st} = 0.8 \times 7149,62 = 5719,69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sens YY

$$V_{dy \ y} = 5130,87 \text{ KN} > 0.8 V_{st} = 0.8 \times 6229,37 = 4983,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

d. Déplacement inter-étage

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

$$\delta K = \delta_{ek} \times R \text{ RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismiques F_i

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

$\Delta k = \delta k - \delta K-1$ le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage ($\Delta K < 1\% h_c$). Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ Selon x-x

Niveau	δ_{ek} (cm)	δK (cm)	Δk (cm)	Δk_{adm} (cm)	observation
9	5,6	19,6	1,85	3,06	cv
8	5,07	17,745	2,06	3,06	cv
7	4,48	15,68	2,17	3,06	cv
6	3,86	13,51	2,31	3,06	cv
5	3,2	11,2	2,27	3,06	cv
4	2,55	8,925	2,31	3,06	cv
3	1,89	6,615	2,17	3,06	cv
2	1,27	4,445	1,99	3,06	cv
1	0,7	2,45	1,61	3,06	cv
base	0,24	0,84	0,84	3,06	cv

Tableau IV.5 Vérification des déplacements selon x-x

➤ Selon y-y

Niveau	δ_{ek} (cm)	δK (cm)	Δk (cm)	Δk_{adm} (cm)	observation
9	5,07	17,745	1,89	3,06	cv
8	4,53	15,855	1,99	3,06	cv
7	3,96	13,86	2,1	3,06	cv
6	3,36	11,76	2,13	3,06	cv
5	2,75	9,625	2,1	3,06	cv
4	2,15	7,525	2,06	3,06	cv
3	1,56	5,46	1,92	3,06	cv
2	1,01	3,535	1,64	3,06	cv
1	0,54	1,89	1,26	3,06	cv
base	0,18	0,63	0,63	3,06	cv

Tableau IV.6 Vérification des déplacements selon y-y

e. L'effort normal réduit

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{f_{c28} \times B_c} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Niveau	Nd (kN)	Section (cm ²)	B (cm ²)	V	observation
RDC, 1 ^{ère}	2212.73	50*50	2500	0.35	Non verifier
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1672.84	45*45	2025	0.33	Non verifier
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	1207,29	40*40	1600	0.301	Non verifier
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	754	35*35	1225	0.24	verifier
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	441,3	30*30	900	0.19	verifier

Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit

Nous remarquons que L'effort normal réduit n'est pas vérifié, donc on augmente la section des poteaux.

Niveau	Nd (kN)	Section (cm ²)	B (cm ²)	V	observation
RDC, 1 ^{ère}	2611.58	60*60	3600	0.29	verifier
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	197031	55*55	3025	0.26	verifier
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	1387.25	50*50	2500	0.22	verifier
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	859.09	45*45	2025	0.17	verifier
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	464.75	40*40	1600	0.11	verifier

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

f. Les résultats d'après la modification :

1. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0,73$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,732124	0,0761	70,9933	0,0761	70,9933
2	0,659728	68,3588	0,0843	68,4349	71,0776
3	0,570622	1,0965	0,0114	69,5314	71,089
4	0,220154	0,0059	14,1821	69,5373	85,2711
5	0,196622	14,1898	0,0054	83,7271	85,2765
6	0,168898	0,0054	0,0183	83,7325	85,2949
7	0,167323	0,0001	1,6797	83,7326	86,9746
8	0,156104	0,779	0,0035	84,5116	86,978
9	0,153938	1,6036	0,0019	86,1152	86,9799
10	0,102024	0,0019	5,7137	86,117	92,6937
11	0,089856	6,3894	0,0029	92,5064	92,6965

Tableau IV.9 : Participation massique du 2^{ème} modèle

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

2. Vérification des conditions du facteur de comportement R

Les résultats dans le tableau suivant :

Justification des voiles sous charges verticales

Charge vertical totales(KN)	Charge de voiles(KN)	Pourcentage(%)
48826,73	18129,68	37 ,47%

Tableau IV.10 Charges verticales reprises par voiles

Nous remarquons que les voiles reprennent plus que 20 % des sollicitations dues aux charges verticales alors nous avons un système de contreventement avec des voiles porteurs (vérifier).

3. Efforts tranchants à la base

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

	$0.8V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	observation
Selon xx	5719,69	6624,11	vérifier
Selon yy	4983,5	5801.69	vérifier

Tableau IV.11 vérification l'effort tranchant à la base

4. Déplacement inter-étage

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ Selon x-x

Niveau	$\delta_{ek} \text{ (cm)}$	$\delta K \text{ (cm)}$	$\Delta k \text{ (cm)}$	$\Delta k_{\text{adm}} \text{ (cm)}$	observation
9	3,47	12,145	1,26	3,06	cv
8	3,11	10,885	1,33	3,06	cv
7	2,73	9,555	1,4	3,06	cv
6	2,33	8,155	1,505	3,06	cv
5	1,9	6,65	1,47	3,06	cv
4	1,48	5,18	1,47	3,06	cv
3	1,06	3,71	1,33	3,06	cv
2	0,68	2,38	1,12	3,06	cv
1	0,36	1,26	0,84	3,06	cv
base	0,12	0,42	0,42	3,06	cv

Tableau IV.12 Vérification des déplacements selon x-x

➤ Selon y-y

Niveau	$\delta_{ek} \text{ (cm)}$	$\delta K \text{ (cm)}$	$\Delta k \text{ (cm)}$	$\Delta k_{\text{adm}} \text{ (cm)}$	observation
9	3,49	12,215	1,12	3,06	cv
8	3,17	11,095	1,26	3,06	cv
7	2,81	9,835	1,33	3,06	cv
6	2,43	8,505	1,435	3,06	cv
5	2,02	7,07	1,47	3,06	cv
4	1,6	5,6	1,47	3,06	cv
3	1,18	4,13	1,4	3,06	cv
2	0,78	2,73	1,26	3,06	cv
1	0,42	1,47	0,98	3,06	cv
base	0,14	0,49	0,49	3,06	cv

Tableau IV.13 Vérification des déplacements selon y-y

5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

➤ Selon x-x

niveau	Pk(kN)	Δk(cm)	Vk(kN)	hk(cm)	Θk	observation
Rdc	44068,59	0,42	6624,11	306	0,009	CV
1	39435,68	0,84	6500,4	306	0,016	CV
2	34802,77	1,12	6269,45	306	0,02	CV
3	30345,81	1,33	5934,61	306	0,022	CV
4	25888,85	1,47	5494,13	306	0,0226	CV
5	21592,54	1,47	4943,82	306	0,021	CV
6	17296,23	1,505	4287,05	306	0,019	CV
7	13145,27	1,4	3522,12	306	0,017	CV
8	8994,32	1,33	2643,8	306	0,014	CV
9	4973,41	1,26	1606,93	306	0,012	CV

Tableau IV.14 Vérification de l'effet P-Δ sens x

➤ Selon y-y

Niveau	Pk(kN)	Δk (cm)	Vk(kN)	hk(cm)	Θ_k	observation
Rdc	44068,59	0,49	5801,69	306	0,012	CV
1	39435,68	0,98	5692,04	306	0,023	CV
2	34802,77	1,26	5478,68	306	0,026	CV
3	30345,81	1,4	5168,11	306	0,027	CV
4	25888,85	1,47	4766,31	306	0,026	CV
5	21592,54	1,47	4276,33	306	0,024	CV
6	17296,23	1,435	3703,05	306	0,022	CV
7	13145,27	1,33	3041,21	306	0,018	CV
8	8994,32	1,26	2279,7	306	0,016	CV
9	4973,41	1,12	1380,72	306	0,013	CV

Tableau IV.15 Vérification de l'effet P- Δ sens y**CONCLUSION**

- Toutes les conditions exigées par RPA99/2003 sont satisfaites après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement.
- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3.5$) est justifié (voile porteur).

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier

V.2.2 Combinaison d'action

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

a. Selon CBA 93 :

Situation durable **ELU** : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : G+Q+E

$$0,8G \pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	1986,49	2,99	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	1537,22	1,578	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	1118,4	1,424	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	740,19	4,714	SEC	0	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	464,75	3,94	SEC	0	0	14,4

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr})

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	41,65	1165,11	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	36,67	885,22	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	35,44	620,01	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	36,44	467,67	SEC	0	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	54,39	135,7	SPC	2,54	0	14,4

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr})

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	673,54	5,09	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	510,6	6,52	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	348,24	7,78	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	196,9	8,40	SEC	0	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	59,83	11,83	SPC	1,9	0	14,4

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

Poteaux carrés :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	2641,58	181,16	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	1970,31	31,66	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	1387,25	46,64	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	859,09	42,39	SEC	0	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	441,4	34,38	SEC	0	0	14,4

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	222,63	2298,44	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	231,56	1511,15	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	194,49	861,13	SPC	1,42	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	142,89	422,48	SPC	4,24	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	109,12	228,39	SPC	4,35	0	14,4

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	399,33	33,92	SPC	6,62	2,63	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	290,35	88,36	SEC	6,86	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	177,93	105,16	SPC	8,1	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	132,36	87,15	SPC	6,22	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	49,073	63,44	SPC	4,76	0	14,4

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ($N^{\min}; M^{\text{corr}}$)

- Combinaison : **0,8G+E** :

Poteaux carrés :

- a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	2338,53	265,13	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	1762,82	153,4	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	1150,63	95,91	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	694,86	81,86	SEC	0	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	341,73	63,68	SPC	0,29	0	14,4

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

- b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	220.11	1994.76	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	227.77	1283.84	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	189.09	702,35	SPC	3.96	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	135,05	346.69	SPC	4,4	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	85,42	248.07	SPC	3,8	0	14,4

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

- c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	60x60	289,84	34,60	SPC	5,29	0,96	32,4
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	199,25	90,66	SPC	7,05	0	27,225
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	99,095	149,44	SPC	8.06	0	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	43,059	90,09	SPC	5,25	0	18,225
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	22,854	66,23	SPC	4,07	0	14,4

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

V.2.4. Choix des armatures :

Niveaux	Section [cm ²]	A_s^{cal} / face (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{\max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	60x60	6,62	32,4	216	144	12T20	37,7
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	7,05	27,225	181,5	121	4T20+8T16	28,65
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	8,1	22,5	150	100	12T16	24,13
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	5,35	18,225	121,5	81	4T16+8T14	20,35
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	4,76	14,4	96	64	4T14+8T12	15,21

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux carrés**V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

● **Acier**: Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.63 \text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	60x60	1447,07	2,26	37,7	52,7	201.63	3,52	15	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	1119,82	1.21	28,65	49	201.63	3,21	15	CV
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	814,85	1.01	24,13	43,2	201.63	2,88	15	CV
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	540,5	3,49	20,35	37	201.63	2.5	15	CV
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	339,4	2,86	15,21	30.4	201.63	2.07	15	CV

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section [cm ²]	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	60x60	30,15	852,67	38,7	15,7	201.63	2,67	15	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	26,59	647.76	28,65	37,5	201.63	2,61	15	CV
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	25,7	453,69	24,13	35,7	201.63	2.53	15	CV
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	26,47	341,83	20,35	38.5	201.63	2.8	15	CV
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	34,8	81,33	15,21	93	201.63	4,12	15	CV

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

V.2.6 Vérification De L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section [cm ²]	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _a	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	60x60	31,16	0,097	3,57	0,04	1	2,50	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	26,72	0,1	3,89	0,04	1	2,50	CV
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	31,35	0,14	4,28	0,04	1	2,50	CV
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	38,34	0,21	4,76	0,04	1	2,50	CV
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	33,94	0,24	5,35	0,075	1,875	2,50	CV

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} A_t : \text{Section d'armatures transversales.} \\ b : \text{Largeur de la section droite.} \\ h : \text{Hauteur de la section droite.} \end{array}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	60x60	12T20	20	10	20
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	16
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	16
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	16 et 14	10	14
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	4T14+8T12	14 et 12	10	12

Tableau V.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	60x60	2.14	3,57	3,75	31,16	N	10	0,48	4T8	2.01
						C	20	0,97	4T8	2.01
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	2.14	3,89	3,75	26,72	N	10	0,45	4T8	2.01
						C	16	0,72	4T8	2.01
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	2,14	4,28	3,75	31,35	N	10	0,6	4T8	2.01
						C	16	0,94	4T8	2.01
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x45	2,14	4,76	3,75	38,34	N	10	0,79	4T8	2.01
						C	14	1,11	4T8	2.01
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	2,14	5,36	2,5	33,94	N	10	0,79	4T8	2.01
						C	12	0,95	4T8	2.01

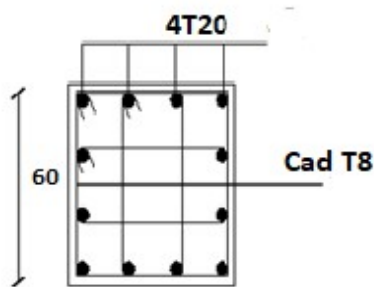
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

V.2.8 Longueur de recouvrement

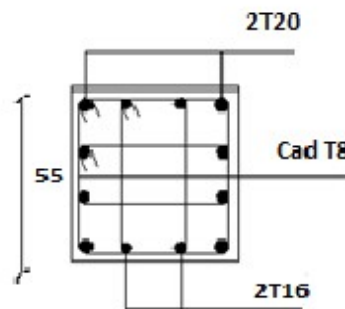
La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø₁ en zone III.

Pour :

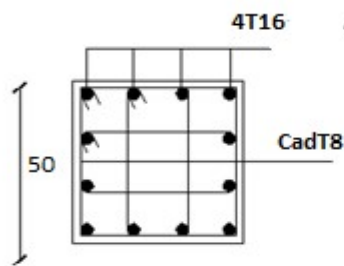
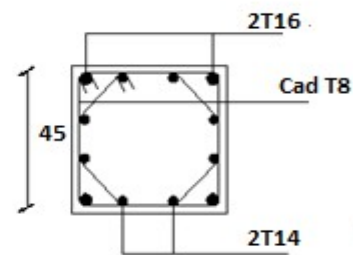
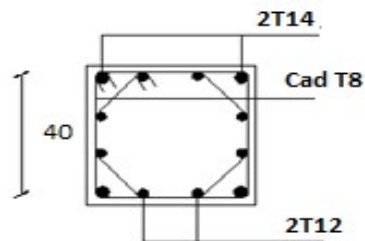
- Ø=25mm.....L_r=125cm
- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm



Poteau RDC, 1^{ère} étage



Poteau 2^{ème} et 3^{ème} étage

**Poteau 4ème et 5ème étage****Poteau 6ème et 7ème étage****Poteau 8ème et 9ème étage**

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

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

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3 Calcul de ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

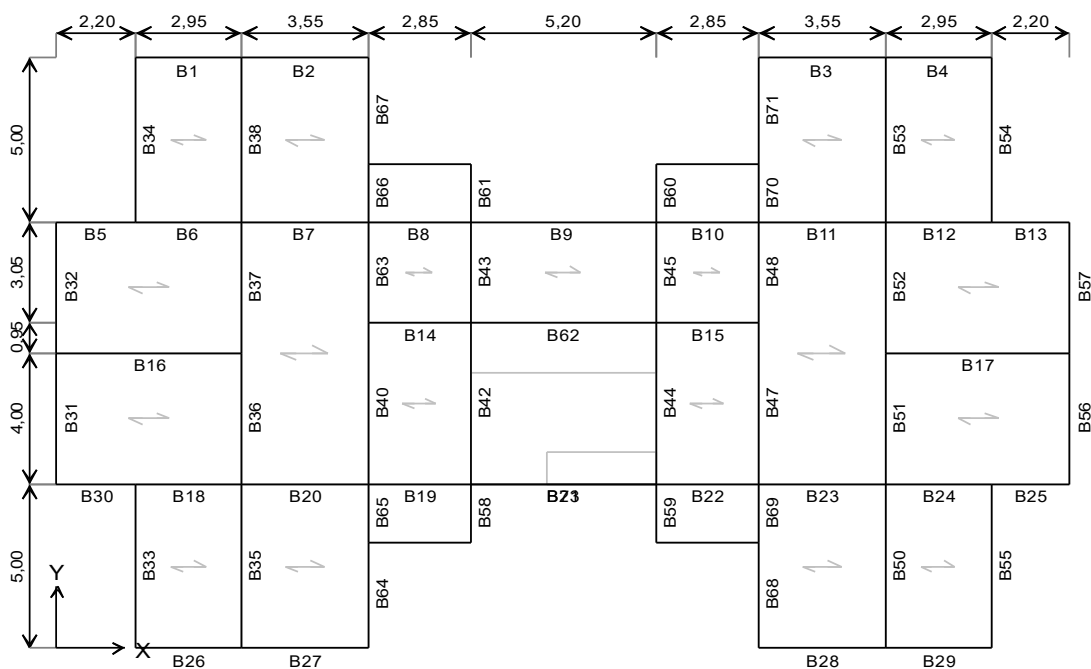


Figure V.1 : Disposition des Poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Sens porteur 30x45 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	35,50	2,49	0
		Appui	43,83	0	3,1
Terrasse	30x45	Travée	29,54	2,06	0
		Appui	38,78	0	2,73

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45(situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	194,33	13,08	0
		Appui	204,73	0	13,89
Terrasse	30x45	Travée	119,55	7,63	0
		Appui	143,52	0	9,31

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle)

c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	189,67	12,72	0
		Appui	200,12	0	13,53
Terrasse	30x45	Travée	116,7	7,43	0
		Appui	134	0	8,63

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle)

1. Sens non porteur 30x40 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	38,62	3,11	0
		Appui	69,52	0	5,78
Terrasse	30x40	Travée	57,81	4,75	0
		Appui	75,69	0	6,34

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	97,68	7,11	0
		Appui	116,01	0	8,58
Terrasse	30x40	Travée	62,02	4,38	0
		Appui	92,22	0	6,68

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	99,29	7,23	0
		Appui	112,25	0	8,27
Terrasse	30x40	Travée	64,46	4,56	0
		Appui	81,89	0	5,88

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

V.3.4. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur 30x45 :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	194,33	54	81	6.75	13,08	4T20+2T14	15,65
		Appui	204,73				13,89	4T20+2T14	15,65
Terrasse	30x45	Travée	119,55	54	81	6.75	7,63	3T16+3T12	9,42
		Appui	143,52				9,31	3T16+3T12	9,42

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45**2. Sens non porteur 30x40 :**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	99,29	48	72	6	7,23	6T14	9,24
		Appui	116,01				8,58	6T14	9,24
Terrasse	30x40	Travée	64,46	48	72	6	4,56	6T12	6,79
		Appui	92,22				6,62	6T12	6,79

Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses**V.3.5 Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	9,42	1.47	Vérifiée
30x40	6,79	1.3	Vérifiée

Tableau V.25 : Vérification de la condition de non fragilité

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

1. Sens porteur 30x45 :

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	42,24	4,16	15	75,7	201.63	OUI
	Appui	-55,42	5,46		99,3		
Terrasse	Travée	28,02	3,23	15	80,09	201.63	OUI
	Appui	-41,35	4,77		119,4		

Tableau V.26 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS

1. Sens non porteur 30x40 :

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	25,71	3,69	15	86,4	201.63	OUI
	Appui	28,18	4,04		94,8		
Terrasse	Travée	21,36	3,4	15	96,1	201.63	OUI
	Appui	-31,85	7.41		143,3		

Tableau V.27 : Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL 91 modifié 99

1. Sens porteur 30x45 :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x45	240,07	1,97	2.5	OK
	30x45	234,57	1,93	2.5	OK
terrasse	30x45	120,77	1	2.5	OK
	30x45	115,44	0,98	2.5	OK

Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x45**2. Sens non porteur 30x40 :**

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	147,33	1,36	2.5	OK
	30x40	128,78	1,19	2.5	OK
terrasse	30x40	104,5	0,96	2.5	OK
	30x40	99,45	0,95	2.5	OK

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x40**V.3.8 Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

$$\bullet \text{ Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

• Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{cases}$

Avec :

Sens porteur : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,29\text{cm}$

Sens non porteur $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,15\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	30x45	240,07	1,97	36.45	22.5	11.25	10	20	1,8	4T8
Non Porteur	30x40	104,5	0,96	32.4	20	10	10	20	1.80	4T8

Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=16mm.....L_r=80cm
- b. Ø=14mm.....L_r=70cm
- c. Ø=12mm.....L_r=60cm

V.3.10 Arrêt des barres :

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

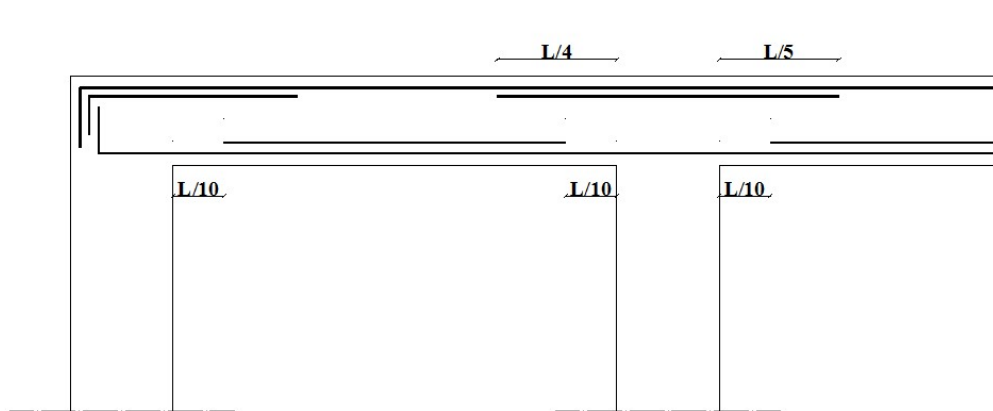


Figure V.2 : Arrêt des barres

V.3.11 Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$$

Tel que :

$$\text{Poutre porteuse (30x40) : } f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

$$\text{Poutre non porteuse (30x40) : } f_{adm} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	30x45	42,22	15,95	0.013	75,7	1.35	1	0.39	171879.65
Poutre non porteuse	30x40	25,71	9,24	0,0085	86,4	2,05	1,41	0,27	131498.9

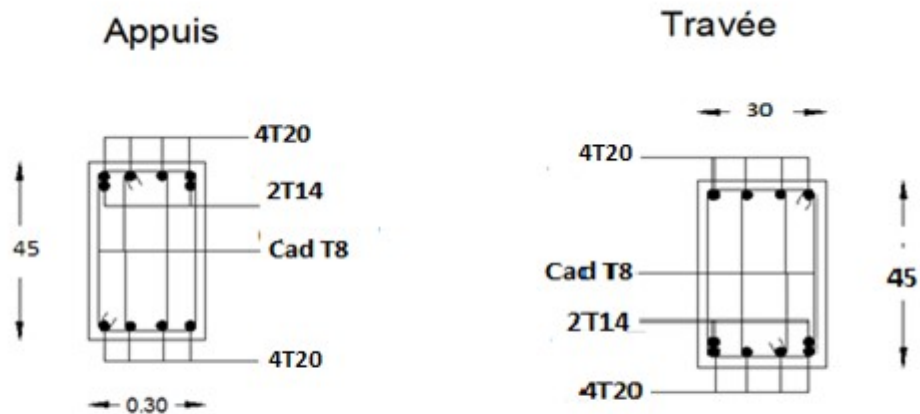
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
123856,93	123654.42	2,54	7,57	5,03	9,8	OK
93111,55	95240,75	1,82	5,51	3,69	9,4	OK

Tableau V.31 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

V.3.12 Schéma de ferrailage des poutres :

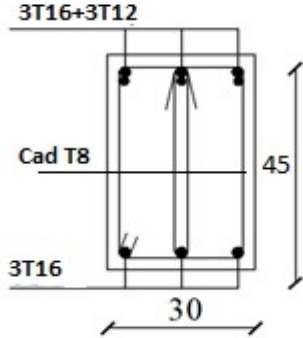
1. Poutres porteuses :

➤ Etage courant :

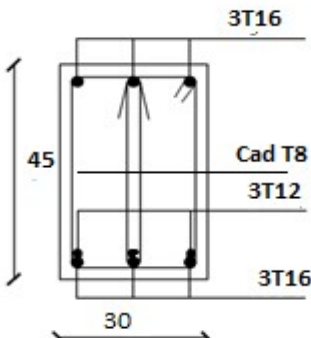


Poutre porteuse 30X45
étage courant

➤ Terrasse :



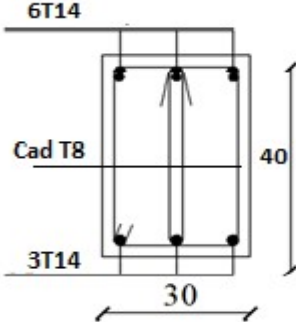
Appui



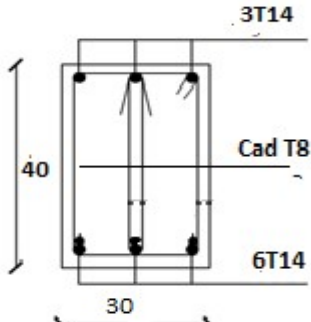
Travée

2. Poutres non porteuses :

➤ Etage courant :

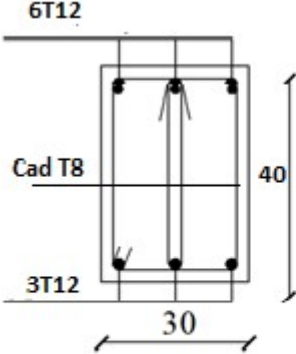


Appui

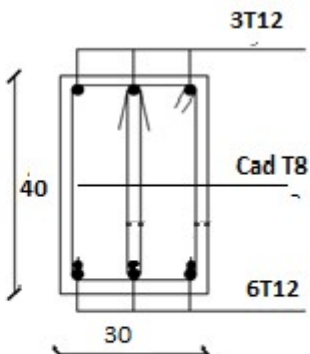


Travée

➤ Terrasse :



Appui



Travée

V.4. Ferrailage des voiles :

V.4.1 Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2 : Ferrailage des voiles :

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

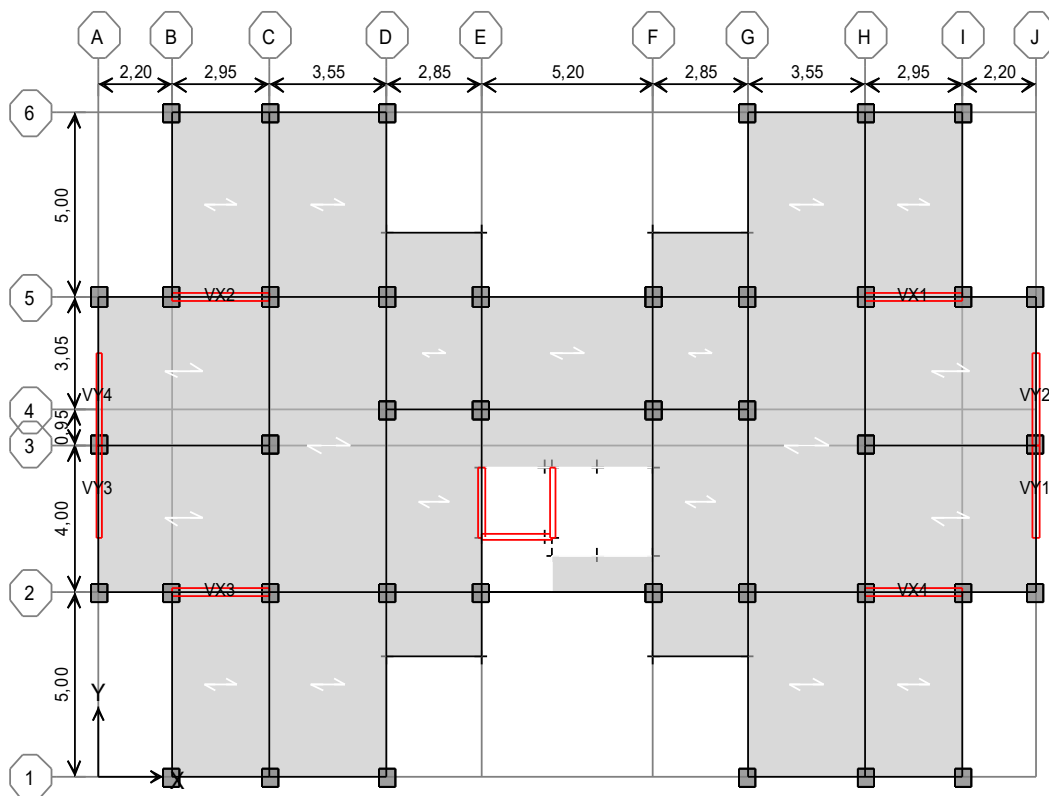


Figure V.3 : Disposition des voiles dans la structure

➤ **Procédure de ferrailage des trumeaux :**

• **Introduction**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

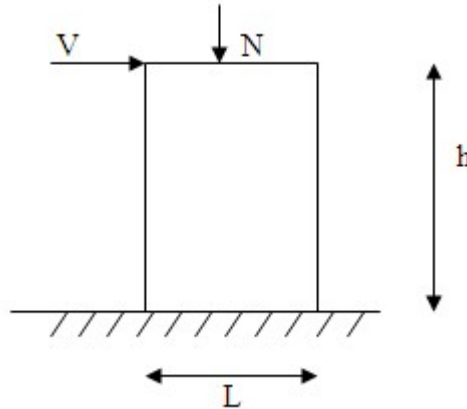


Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

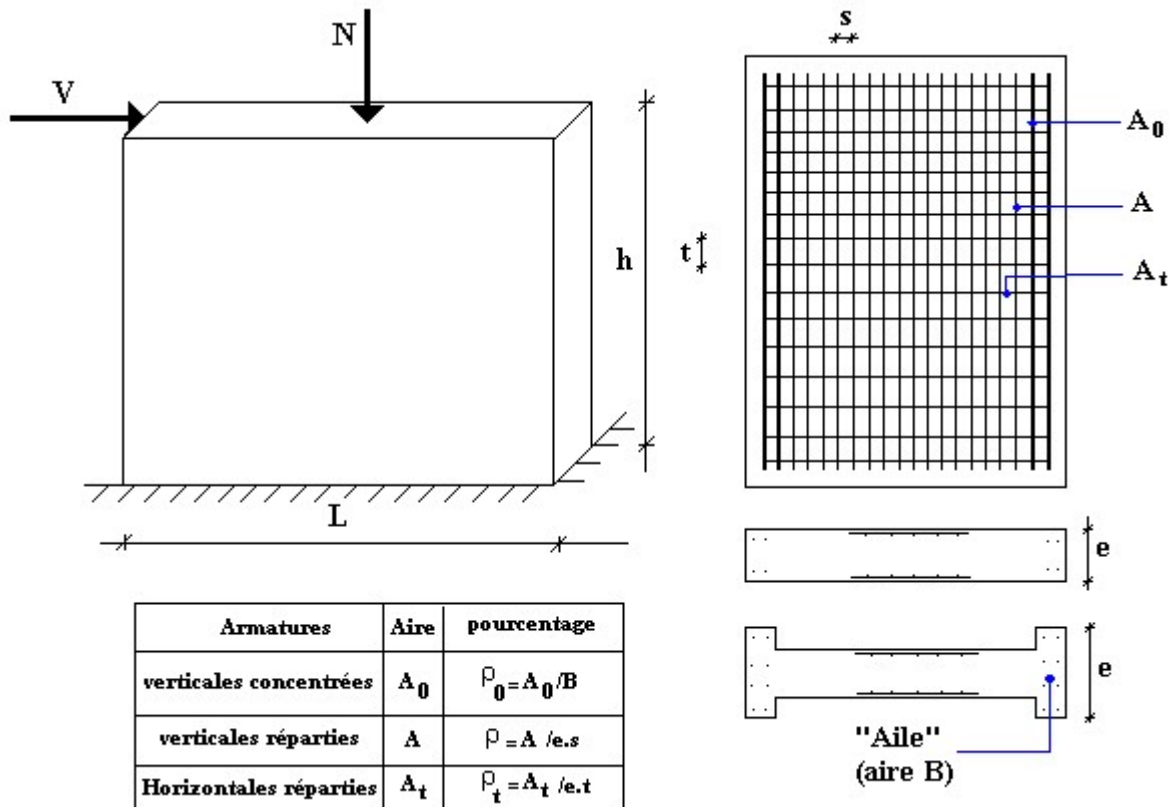


Figure V.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91**

• **Justifications sous sollicitations normales**

a. **Conditions d'application**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

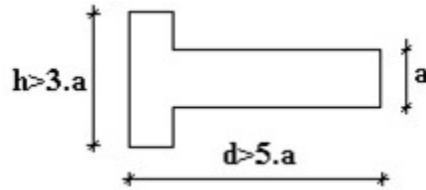


Figure V.6 : Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: La hauteur libre du mur;

l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

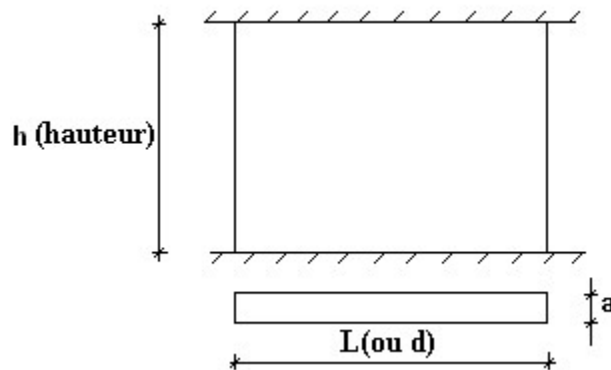


Figure V.7 : Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.32 : Valeurs de (l_f/l)

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression en ELU :

Soient :

 l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

 f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours f_e : limite élastique de l'acier $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$) $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)**Nota :**

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

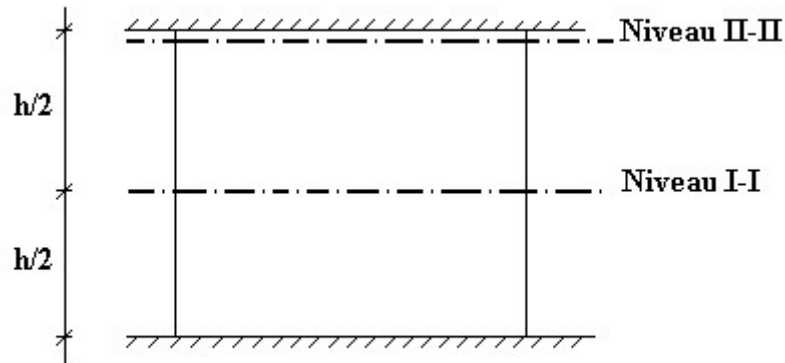
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.33 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que

le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.34 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Tableau V.35 : Aciers transversaux

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec : F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_T}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

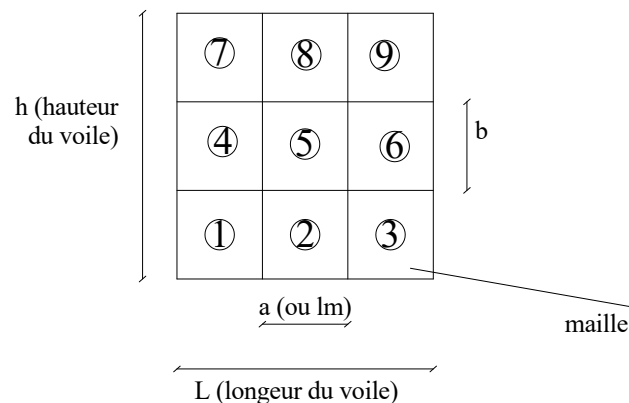


Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **ETABS v9**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau V.36 : Aciers supplémentaires

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 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.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

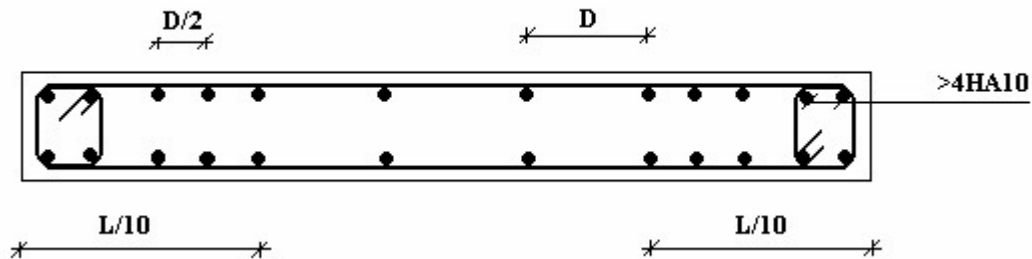


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 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 est possible.

-20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3 Exemple de calcul (V_{1x}) :

Soit le voile de longueur

$$L = 2.95\text{m}$$

$$a = 0.15 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.06 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

- Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m}$ (0.45m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 * 2.61 = 2.218$	$0.80 * 2.61 = 2.088$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 38.28$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 36.165$
Coefficient α		0.490	0.503
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M²	$(a - 0,02) * 1 = (0,15 - 0,02) * 1 = 0,13$	0,13
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,490}{1} \left[\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,25\text{MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,503}{0,15 \times 1} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 10.55\text{MPa}$

Tableau V.37 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V_{1x})

Remarque :

$$B_{et} = (0.15) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Armatures de traction :**

Maille $L_i=0,73 \text{ m}$	1		2		3		4	
Dimensions (m ²) (a*I ⁱ) = S _j	0,11		0,11		0,11		0,11	
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	5.9		-0.66		2.1		5.3	
Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0.65		/		0,231		0,583	
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s=1$)	18,64		/		6,63		16,75	
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,2 % S _{béton}	1.1		1.1		1.1		1,1	
	2.2		2.2		2.2		2.2	
choix	2x4T16	2x3T16	2x5T12		2x5T12		2x3T16	2x4T16
A _v adopté	28.14		11.31		11.31		28.14	
S _i :espacement (cm)	10	20	20		20		20	10

-

Tableau V.38 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1x)

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,10) (150) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 5,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (28,14) = 18,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (0,15) (0,73) = 1,64 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 18,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 10 \text{ T12} = 22,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{730}{10} = 73 \text{ mm}$$

$$\text{On a } V_{1x} = V_{2x} = V_{3x} = V_{4x} ; \quad V_{1y} = V_{2y} = V_{3y} = V_{4y}$$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Voile V1x :

e=15 ;L=2.95m

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.73	0,11	5,9	0,649	18,64	2x4T16	28.14	7.5
							2x3T16		15
	2	0.73	0,11	-0.66	/	/	2x5T12	11.31	15
	3	0.73	0,11	2,1	0,231	6,63	2x5T12	11.31	15
4	0.73	0,11	5,3	0.583	16,75	2x3T16	28.14	15	
						2x4T16		7.5	
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.73	0,11	2,7	0,297	8,53	2x4T12	15.85	7.5
							2x3T12		15
	2	0.73	0,11	-0.83	/	/	2x5T10	7.85	15
	3	0.73	0,11	0,29	0,0319	0,91	2x5T10	7.85	15
4	0.73	0,11	2.3	0.253	7,27	2x3T12	15.85	15	
						2x4T12		7.5	
6 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	0.73	0,11	1.80	0.198	5,68	2x4T10	10.99	7.5
							2x3T10		15
	2	0.73	0,11	0.84	0.0924	2,65	2x5T8	5.03	15
	3	0.73	0,11	0.61	0.067	1,94	2x5T8	5.03	15
4	0.73	0,11	1,6	0.176	5,05	2x3T10	10.99	15	
						2x4T10		7.5	

Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V1x)

- Voile V2y :

e=15 ; L=2,5m

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.83	0,125	4,5	0,56	16,16	2x3T14	18,48	7.5
							2x3T14		15
	2	0.83	0,125	1,5	0.18	5,17	2x4T10	6,28	15
	3	0.83	0,125	3,9	0,49	14,08	2x3T14	18,48	15
							2x3T14		7.5
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.83	0,125	2,7	0,34	9,69	2x4T10	12.56
2x4T10								15	
2		0.83	0,125	0.59	0.074	2,11	2x6T8	6.03	15
3		0.83	0,125	2.30	0.29	8,26	2x4T10	12.56	15
							2x4T10		7.5
6 ^{ème} - 9 ^{ème}		1	0.83	0,125	1.73	0.22	6,32	2x3T10	10.30
	2x4T8							15	
	2	0.83	0,125	0.401	0.05	1,43	2x6T8	6.03	15
	3	0.83	0,125	1.45	0.18	5,2	2x4T8	10.30	15
							2x4T10		7.5

Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V2y)

- Voile V5

e =15cm ; L=2,4 m

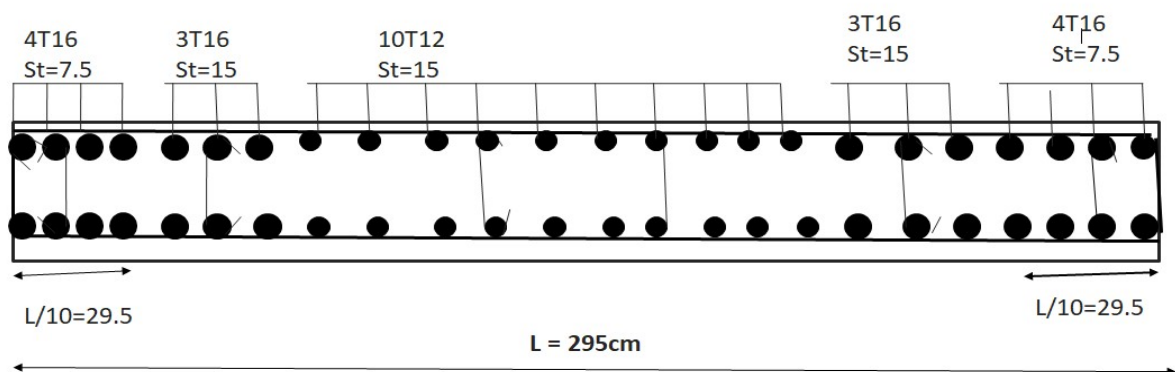
Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.8	0,12	6,56	0,79	22,62	2x6T14	27,7	7.5
							2x3T14		15
	2	0.8	0,12	3,77	0.46	13	2x6T12	11,31	15
	3	0.8	0,12	5,8	0,7	20,11	2x6T14	27,7	7.5
							2x3T14		15
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.8	0,12	3.58	0,43	12,35	2x4T10	12.56
2x4T10								15	
2		0.8	0,12	0.29	0.03	1	2x6T8	6.03	15
3		0.8	0,12	2.30	0.43	10.75	2x4T10	12.56	15
							2x4T10		7.5
6 ^{ème} - 9 ^{ème}		1	0.94	0,12	1.73	0.2	5,96	2x4T10	10.30
	2x4T8							15	
	2	0.94	0,12	0.401	0.048	1.37	2x6T8	6.03	15
	3	0.94	0,12	0.95	0.114	3,27	2x4T8	10.30	15
							2x4T10		7.5

Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V5)

- Aciers horizontaux :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1x	RDC-2 ^{ème}	2.1	5,16	18,76	2.21	18,46	2x10T12	22.62	10
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,66	4,07	10,56	2.21	8,37	2x9T10	14.14	11
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.9	2,2	7,32	2.21	6,86	2x8T8	8.04	12
V2y	RDC-2 ^{ème}	2,32	5,7	12,32	1,88	12,32	2x8T10	12.57	10
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,7	4,18	8,37	1,88	8,37	2x8T8	8.04	10
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.85	2,09	6,86	1,88	6,86	2x8T8	8.04	10
V5	RDC-2 ^{ème}	1.45	3,56	18,46	1,2	18,46	2x9T10	14.14	10
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,9	2,21	8,37	1,2	8,37	2x9T8	9.05	10
	6 ^{ème} - 9 ^{ème}	0.55	1,35	6,86	1,2	6,86	2x9T8	9.05	10

Tableau V.42 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Figure V.10 : Détail de ferrailage voile V1x au niveau RDC- 2^{ème} étage

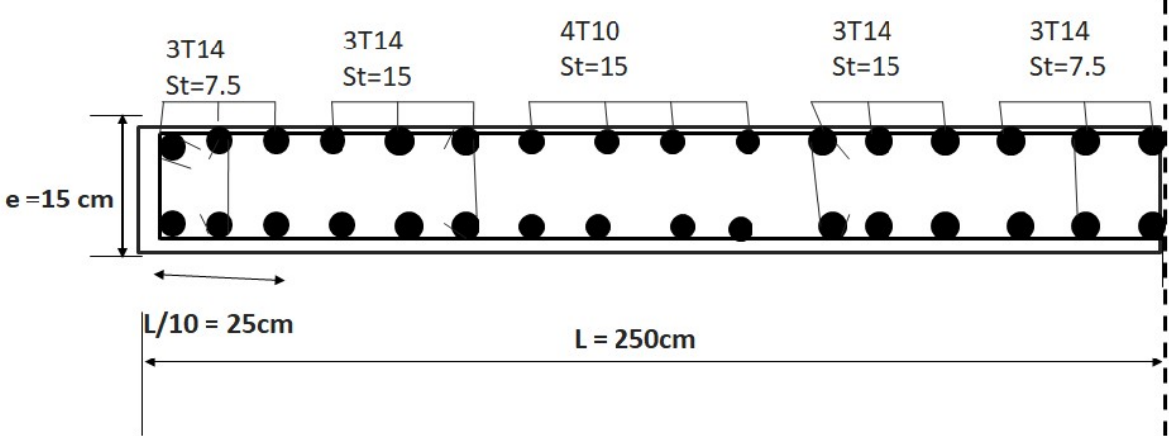


Figure V.11 : Ferraillage Voile 2y

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2 Fonctions assurée par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivent 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.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars avec un ancrage de 3 m).

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.5 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2$ bar .

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.6 Choix de type de semelle:

VI.6.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=2$ bars

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

N° Poteaux	N(kN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
C18	1447,04	7,24	2,68	2,7
C23	1428,87	7,14	2,67	2,7
C28	1411,74	7,06	2,65	2,7
C31	1356,35	6,79	2,60	2,6
C21	1313,42	6,57	2,56	2,6
C29	1289,14	6,45	2,54	2,55
C11	1282,27	6,41	2,53	2,55
C22	1280,21	6,40	2,53	2,55
C12	1277,14	6,39	2,52	2,55
C10	1251,45	6,26	2,50	2,5
C13	1242,67	6,21	2,49	2,5
C19	1209,41	6,05	2,45	2,45
C20	1115,85	5,58	2,36	2,4
C30	1082,46	5,41	2,33	2,35
C2	966,31	4,83	2,19	2,2
C35	964,67	4,824	2,19	2,2
C5	961,89	4,81	2,19	2,2
C40	958,89	4,8	2,18	2,2
C32	922,09	4,61	2,14	2,15
C14	913,87	4,57	2,13	2,15
C26	867,24	4,34	2,08	2,1
C7	860,67	4,30	2,07	2,1
C3	852,7	4,27	2,06	2,1
C36	849,85	4,25	2,06	2,1
C4	836,12	4,181	2,04	2,05
C39	833,29	4,17	2,04	2,05
C27	829,28	4,15	2,03	2,05
C9	827,88	4,14	2,03	2,05
C33	787,59	3,938	1,98	2
C15	786,08	3,93	1,98	2
C6	768,56	3,843	1,96	2
C41	766,88	3,84	1,96	2
C1	746,5	3,733	1,93	1,95
C34	743,37	3,717	1,93	1,95
C24	702,48	3,512	1,87	1,9
C17	684,52	3,423	1,86	1,9
C8	628,32	3,142	1,77	1,8
C25	607,18	3,036	1,74	1,75
C16	583,25	2,916	1,70	1,7
C42	574,14	2,87	1,69	1,7

Tableau VI.1 : Sections des semelles isolées

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,50 \times A$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximum de la semelle ($A=4,40$ m).

On a $L_{\min}=2,2 < 1,50 \times A=2,53$ non vérifié

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2 Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

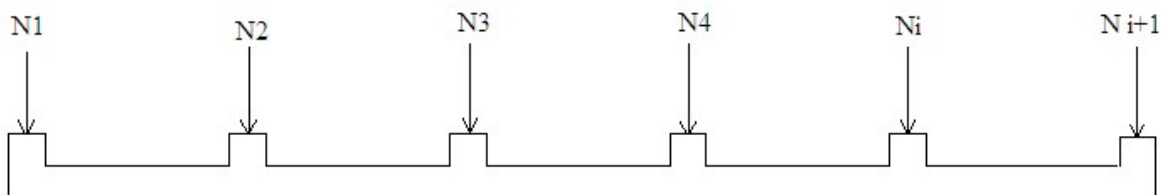


Figure VI.1 : Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)
1	2557,89	12,79	6.5	1,97
1'	2559,06	12.79	6.5	1.97
2	9727,21	48,63	28.3	1,72
3	2131,56	10,65	5,15	2,06
3'	2131,7	10,65	5.15	2,06
4	4918,89	24,59	10,9	2,26
5	9653,6	48,26	28.3	1.7
6	2565,51	12,82	6.5	1,97
6'	2557,5	12,82	6.5	1,97

Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{193,94}{356,4} = 54,41\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.6.3 Radier général

VI.6.3.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

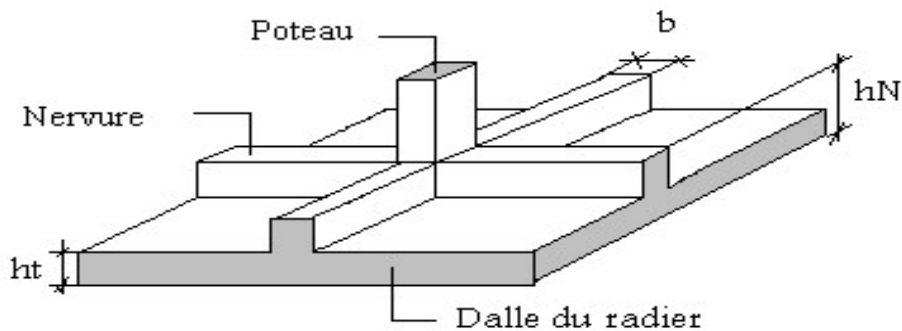


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6.3.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 48826,73 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

$$\text{On trouve: } S \geq 244,13 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 356,4 \text{ m}^2$$

$$\text{Calcul du rapport } \frac{S_s}{S_b} = \frac{244,13}{356,4} = 68,50 \% > 50\%$$

Donc la surface totale du radier est 356,4 m²

VI.6.3.3 Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec:}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,2m$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 26cm$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 30cm$$

b. Condition de cisaillement: [1]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 66808,26 \text{ kN}$$

$$L = 5,2m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 21,6cm$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 21,6cm$$

Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) = 30cm$

Pour des raisons constructif on adopte $h = 50 \text{ cm}$

2. Nervures:

a. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{donc on opte } b = 60cm.$$

b. La hauteur de nervure:**b.1 Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 5,2 \text{ m} \Rightarrow 34,66 \text{ cm} < h_N < 52 \text{ cm}$

On prend: $h_{n1} = 50 \text{ cm}$

b.2 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: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec:

E: Module de Young ($E=20000 \text{ MPa}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

$a=0.6$: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4 \text{ Kg/cm}^3$

H nervures (m)	1,1	1.20	1.40	1.80
I (10^{-4} m^4)	0.066	0.0864	0.1372	0.292
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2.17	2,31	2,6	3,14
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	4	4,23	4,68	5,53

Tableau VI.3 : Choix de hauteur des nervures.

On opte : $h_{n2} = 180 \text{ cm}$

Conclusion:

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 180 \text{ cm}$$

On prend: $h=180 \text{ cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=50 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 180 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

VI.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 14,15 \text{ m} \\ Y_G = 9 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 34750.04 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 14499.72 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.6.3.5 Vérifications Nécessaires

VI.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)[2]**, quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec : e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

Suivant le sens xx :

$$B_x = 28,3 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{B_x}{4} = 7,08 \text{ m}$$

Suivant le sens yy :

$$B_y = 18 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{B_y}{4} = 4,5 \text{ m}$$

Sens x-x

$$M_0 = 142167,02 \text{ KN.m} ; V_0 = 6624,11 \text{ KN} ; h = 3 \text{ m}$$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$\text{Donc: } M_R = 162039,35 \text{ KN.m}$$

$$N_u(\text{superstructure}) = 66808,27 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_u} = \frac{162039,35}{66808,27} = 2,42 \leq \frac{B}{4} = 7,08 \dots\dots\dots \text{...v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Sens y-y

$$M_0 = 123392,22 \text{ KN.m} ; V_0 = 5801,69 \text{ kN} ; h = 3 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 140797,07 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_u} = \frac{140797,07}{66808,27} = 2,1 \leq \frac{B}{4} = 4,5 \dots\dots\dots \text{...v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Conclusion :

La condition est v\u00e9rifi\u00e9e donc le b\u00e2timent est stable

VI.6.3.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2$ bars.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{48826,73}{356,4} = 137kN / m^2$$

$$\sigma_{ser} = 137kN / m^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200kN / m^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

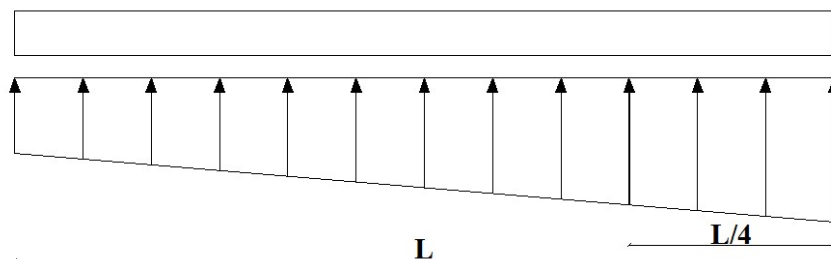


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier

ELU:

$$N_u = 66808,27 \text{ KN}$$

$$M_x = 162039,35 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 140797,07 \text{ kN.m}$$

$$S_r = 356,4 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	252,97	129,78	222,17
Sens y-y	271,45	103,87	229,55
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU**Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS:**

$$N_{ser} = 48803,43 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	200,22	69,2	167,46
Sens y-y	220,72	53,14	178,83
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS**Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 229,55 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 178,83 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VI.6.3.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier :

- Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 229,55 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 178,83 \text{ kN} / \text{m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

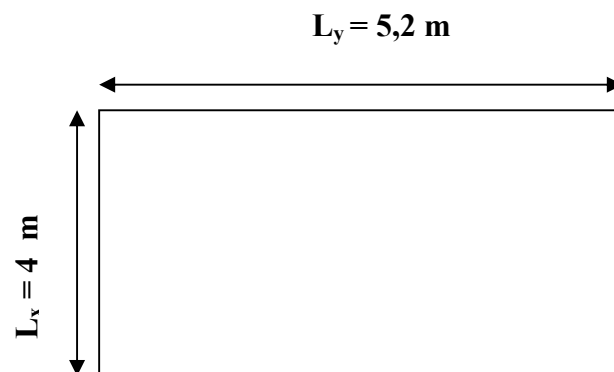


Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier

a.2 Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 218,90 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 119,08 \text{ kNm}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 175,12 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 101,21 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 109,45 \text{ kNm}$$

C. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$; $d=45\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	175,12	0.061	0	0.079	43,58	11,54	6T16	12,06	15
	y-y	101,21	0.035	0	0.044	44,13	6,59	6T12	6,79	15
Appuis	x-x	109,45	0.038	0	0.048	44,08	6,58	6T12	6,79	15
	y-y									

Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier

c.3 Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2$$

$$A_{s\min} = 5,43\text{cm}^2 < A_{s\text{ adopté}} = 6,79\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	152,73	12,06	6,68	15	306,05	201.63	Non
	y-y	127,48	6,79	7,03	15	360.5	201.63	Non
App	x-x	89,84	6,79	4,95	15	314,7	201.63	Non
	y-y							

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	152,73	8T20	25.13	12	5,08	15	152	201.63	Oui
	y-y	127,48	8T16	16,08	12	4,99	15	194,2	201.63	Oui
App	x-x	89,84	8T14	12.32	12	3,78	15	163,9	201.63	Oui
	y-y									

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (correction)

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{229,55 \times 5,2}{2} = 596,83\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{596,83 \cdot 10^3}{1000 \times 450} = 1,32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

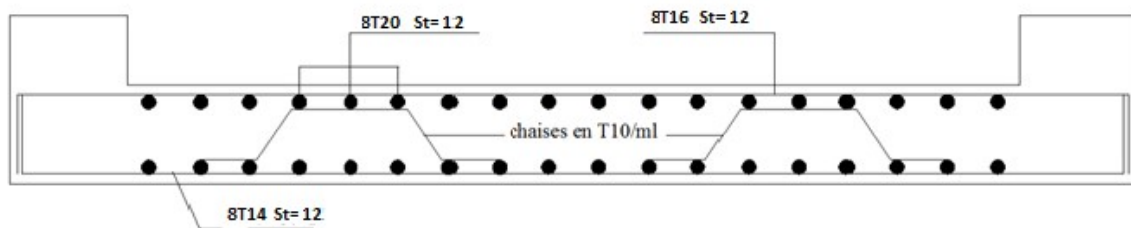


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

b. Ferrailage des nervures :

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99" [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

b.2 Calcul des armatures :

$$b=60 \text{ cm ; } h=180 \text{ cm ; } d=162 \text{ cm}$$

- **Sens porteur :** L=5,2 m ; q=229,55 kN/ml

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	659,5	0.029	0.037	159,57	11,87	9T16	18,10
Appuis	387,94	0.017	0.022	160,58	6,89	7T16	14,07

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur :** L=5 m ; q=229,55 kN/ml

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	609,74	0.027	0.035	159,75	10,96	9T16	18.10
Appuis	358,67	0.016	0.02	160,69	6,41	7T16	14,07

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

b.3 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,74.\text{cm}^2$$

Sens	position	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	A_s^{\min}	Vérification
porteur	Travée	18,10	11.74	Oui
	Appuis	14,07	11.74	Oui
Non porteur	Travée	18.10	11.74	Oui
	Appuis	14,07	11.74	Oui

Tableau VI.11 : Vérification de la condition de non fragilité.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	513,78	18,10	2,95	15	174	201.6	Oui
	Appuis	302,22	14,07	1,93	15	130,7	201.6	Oui
Non porteur	Travée	475,02	18.10	2,73	15	160.9	201.6	Oui
	Appuis	279,42	14,07	1,78	15	120,6	201.6	Oui

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{229,55 \times 5,2}{2} = 596,83\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{596,83 \times 10^3}{600 \times 1620} = 0,62.\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{ cm}) = 40\text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa}$$

• RPA99 version 2003 [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2.\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 90\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{ cm}$$

$f_e = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 0,62\text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$; $b = 60\text{cm}$; $h = 180\text{cm}$

On trouve :

$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

	Section	Zone	St(cm)	Φ_t (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	60x180	courante	30	10	5,4	8T112	9,05
		nodale	15		2,7	8T12	9,09

Tableau VI.13 : choix des armatures transversales

5. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=180$ cm

$$A_p = 3 \times 1,80 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_p= 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

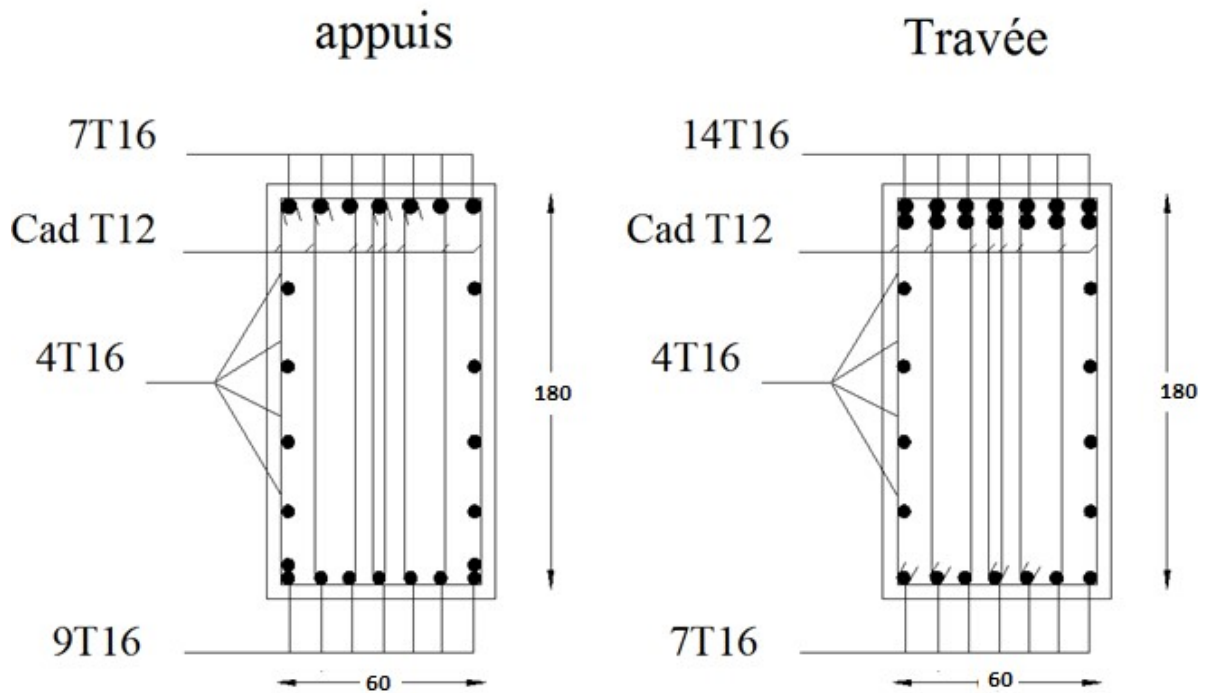


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)

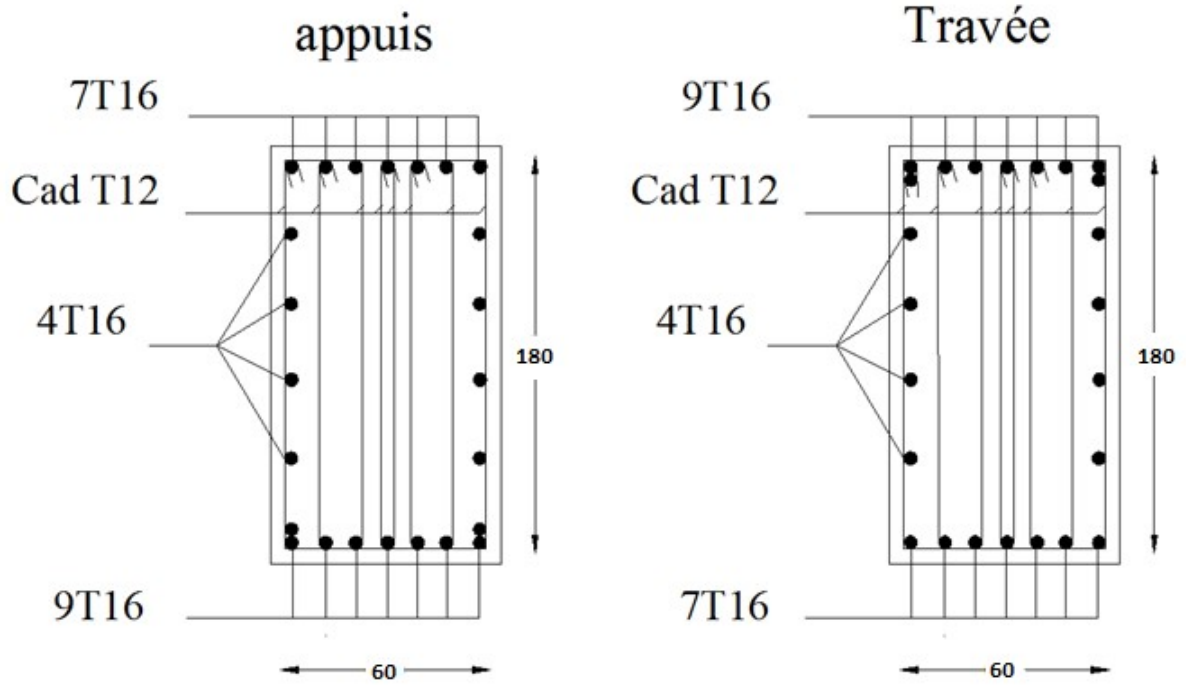


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)

c. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.50m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

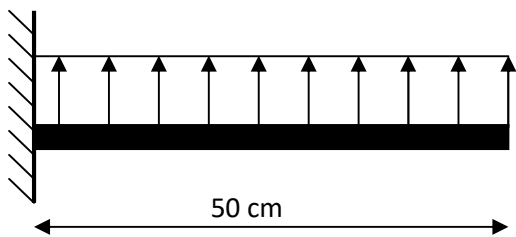


Figure VI.8: Schéma statique du débord.

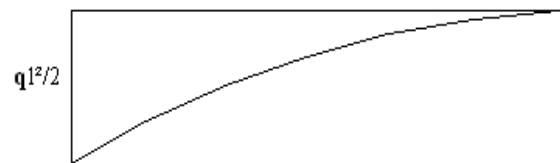


Figure VI.9: Diagramme des Moments.

c.1.Calcul de ferrailage :

$$q_u = 229,55 \text{ kN/ml}, b = 100 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 28,7 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,009$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,011$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 44,8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5T14=7.70cm

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

c.2.Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,925 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10=3,14 , S_t=25cm

c.3.Vérification des contraintes à l'ELS:

$$q_{ser} = 178,83 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 22,35 \text{ kNm}$$

M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc}(MPa)	σ_s(MPa)	σ̄_s(MPa)	Vérification
22.35	7.70	1,71	15	69,2	201.63	OK

Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

VI.7 Voile périphérique :

VI.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VI.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.7.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 3\text{ m}$; $L_y = 5,2\text{ m}$; $e = 20\text{ cm}$.



Figure VI.10 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.380$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 23,37 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 23,37 = 31,55 \text{ kN/ml}$$

VI.7.4 Effort dans le voile périphérique:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5,2} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0851 \\ \mu_y = 0,2703 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 24,16 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,54 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 20,53 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,55 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,08 \text{ kNm}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{e28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$;
 $F_{bc}=14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	20,53	0.04	0.057	17.59	3,35	6T12	2x6.79	15
	y-y	5,55	0.012	0.015	17.89	0,89	6T10	2x4.71	15
Appuis	x-x	12,08	0.026	0.033	17.75	1.95	6T10	2x4.71	15
	y-y								

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.

VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

VI.7.7 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a : $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h=e=20 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3}{5,2} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{31,55 \times 3 \times 5,2}{2 \times 3 + 5,2} = 43,94 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 31,55 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 43,94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{43,94 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.9 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 23,37 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0897 \\ \mu_y = 0,4462 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 18,87 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 8,42 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 16,03 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 7,15 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 9,44 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	16,03	6,79	2,39	15	157,3	201.63	OK
	y-y	7.15	4.71	1,65	15	101,1	201.63	OK
Appuis	x-x	9,44	4.71	1,99	15	132,2	201.63	OK
	y-y							

Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.

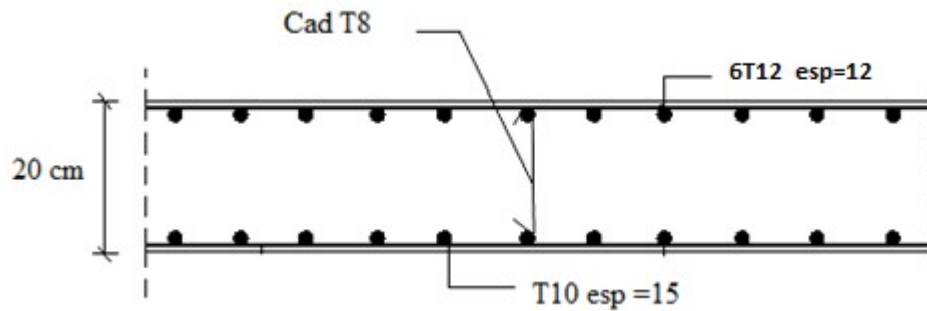


Figure VI.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

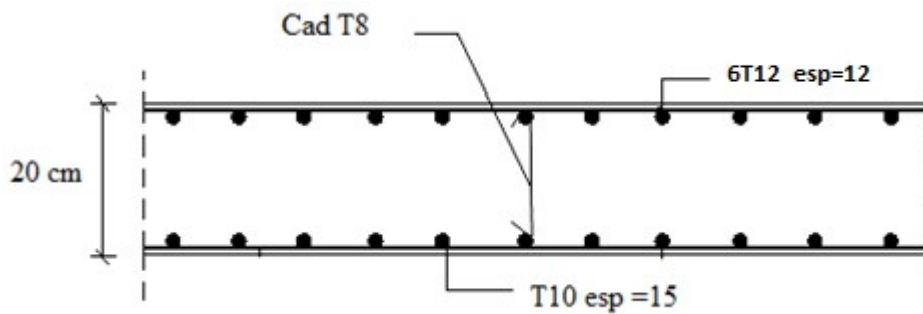


Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS v9, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est satisfaite.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Essai Brésilien.....	5
Figure I.2 : Traction par flexion.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l’ELU.....	7
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l’ELS.....	7
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l’acier à l’E.L.U.....	9
Figure I.6 : Règle des trois pivots.....	10
Figure II.1 : Dispositions des poutrelles.....	13
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	14
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.....	14
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	15
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	16
Figure II.6 : Constituants d’un mur extérieur.....	17
Figure II.7 : Constituants d’un mur intérieur.....	17
Figure II.8 : Dimensions de l’acrotère.....	17
Figure II.9 : Schéma du voile.....	20
Figure II.10 : Schéma statique de la descente de charge.....	24
Figure II.11 : Vue en plan « Types de Poteaux ».....	24
Figure III.1 : Acrotère.....	35
Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l’acrotère.....	35
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l’ELU.....	37
Figure III.4 : Ferrailage de l’acrotère.....	37
Figure III.5 : Distance de l’axe neutre.....	39
Figure III.6 : Ferrailage de l’acrotère.....	41
Figure III.7 : Schéma statistique du séchoir.....	42
Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l’ELU.....	43
Figure III.9 : Diagramme de l’effort tranchant à l’ELU.....	43
Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant à l’ELS.....	44
Figure III.11 : Schéma de ferrailage des balcons.....	46
Figure III.12 : Corps Creux.....	47
Figure III.13 : Schéma de poutrelle.....	48
Figure III.14 : Les étalements	51
Figure III.15 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à deux (02) travées....	53
Figure III.16 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées.....	54
Figure III.17 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04 travées	55
Figure III.18 : ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis	64

Figure III.19 : Ferrailage de la dalle de compression	65
Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier.....	66
Figure III.21 : Schéma statique de la charge d'escalier	69
Figure III.22 : Moment fléchissant, Effort tranchant de l'escalier.....	70
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	80
Figure IV.2 : Vue en plan du 1 ^{er} modèle.....	84
Figure IV.3 : Vue en plan du 2 ^{ème} modèle.....	86
Figure V.1 : Disposition des Poutres.....	108
Figure V.2 : Arrêt des barres.....	115
Figure V.3 : Disposition des voiles dans la structure.....	118
Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	119
Figure V.5 : Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage.....	120
Figure V.6 : Définition de l'élément mur.....	121
Figure V.7 : Mur encastré.....	121
Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	125
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	127
Figure V.10 : Détail De Ferrailage Voile 1x au niveau RDC- 2 ^{er} étage.....	134
Figure V.11 : Ferrailage Voile 2y.....	135
Figure VI.1 : Semelle filante.....	139
Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	141
Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.....	146
Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.....	148
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	151
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)	154
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)	155
Figure VI.8 : Schéma statique du débord.	155
Figure VI.9 : Diagramme des Moments.....	155
Figure VI.10 : Poussées des terres.....	158
Figure VI.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	162
Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	162

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- PC : Pression de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité.
- α_c : coefficient dependant de l'élancement du mur.
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- h_w : Hauteur totale du voile.
- l_w : Longueur du mur en plan.
- δ_u : déplacement du voile au sommet.
- I_g : Moment d'inertie du voile.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 :la nuance d'acier.....	8
Tableau II.1 :Dégression des surcharges pour les poteaux.....	25
Tableau II.2 :Descente de charge du poteau central.....	26
Tableau II.3 :Choix des sections des poteaux centraux.....	27
Tableau II.4 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.....	27
Tableau II.5 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.....	28
Tableau II.6 : Descente de charge du poteau de rive.....	29
Tableau II.7 : Choix des sections de poteau de rive.....	30
Tableau II.8 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.....	30
Tableau II.9 :Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.....	31
Tableau II.10 :Descente de charge du poteau d'angle	32
Tableau II.11 :Choix des sections de poteau d'angle.....	33
Tableau II.12 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle.....	33
Tableau II.13 :Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit	34
Tableau II.14 : Tableau comparatif des sections des poteaux.....	34
Tableau III.1 : Charges permanentes de séchoir	42
Tableau III.2 : Les combinaisons des charges	43
Tableau III.3 :Ferrailage du séchoir.....	44
Tableau III.4 : Vérification des contraintes.....	46
Tableau III.5 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	52
Tableau III.6 :Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	57
Tableau III.7 :Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	57
Tableau III.8 :Vérification de la contrainte de béton.....	60
Tableau III.9 :Calcul de la flèche.....	62
Tableau III.10 : Evaluation des charges sur les escaliers	68
Tableau III.11 : Charge à l'ELU et l'ELS	69
Tableau III.12 : Ferrailage de l'escalier	71
Tableau III.13 : Vérification à l'E.L.S	73
Tableau III.14 :Vérification de la flèche de l'escalier.....	75
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	84
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.....	85
Tableau IV.3 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	87
Tableau IV.4 :Charges verticales reprises par voiles.....	89
Tableau IV.5 :Vérification des déplacements selon x-x.....	90
Tableau IV.6 :Vérification des déplacements selon y-y.....	90
Tableau IV.7 :Vérification de l'effort normal réduit.....	91
Tableau IV.8 :Vérification de l'effort normal réduit.....	91
Tableau IV.9 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	92
Tableau IV.10 :Charges verticales reprises par voiles.....	92
Tableau IV.11 : vérification l'effort tranchant à la base.....	93
Tableau IV.5 :Vérification des déplacements selon x-x.....	93
Tableau IV.6 :Vérification des déplacements selon y-y.....	93

Tableau IV.14 :Vérification de l'effet P- Δ sens x.....	94
Tableau IV.15 :Vérification del'effetP- Δ sens y.....	95
Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	96
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	98
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	98
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	98
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	99
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	99
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).....	99
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	100
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	100
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	100
Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux carrées.....	101
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées.....	102
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées.....	102
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....	104
Tableau V.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.....	105
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	106
Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45(situation durable).....	109
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	109
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (situation accidentelle).....	109
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	110
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	110
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	110
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.....	111
Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	111
Tableau V.25 : Vérification de la condition de non fragilité.....	112
Tableau V.26 : Vérification des poutres porteuses 30x45 à l'ELS.....	112
Tableau V.27 : Vérification des poutres non porteuses 30x40à l'ELS.....	113
Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x45...113	113
Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x4..114	114
Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales.....	116
Tableau V.31 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	116
Tableau V.32 : Valeurs de (l_f/l).....	121
Tableau V.33 : Calcul de σ_{ulim}	122
Tableau V.34 : Aciers verticaux et horizontaux.....	124
Tableau V.35 : Aciers transversaux.....	124
Tableau V.36 : Aciers supplémentaires.....	126
Tableau V.37 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1x).....	128
Tableau V.38 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1x).....	129
Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V1x).....	131
Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V2y).....	132
Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V5).....	133
Tableau V.42 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	134

Tableau VI.1 : Sections des semelles isolées.....	138
Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes.....	140
Tableau VI.3 : Choix de hauteur des nervures.....	143
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	147
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	147
Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.....	149
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes.....	150
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (correction).....	150
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	152
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	152
Tableau VI.11 : Vérification de la condition de non fragilité.....	152
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	152
Tableau VI.13 : Choix des armatures transversales.....	154
Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	156
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.....	159
Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.....	162

Référence

- [1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000
- [2] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- [4] M.BELAZOUGUI," calcul des ouvrages en béton armée ".
- [5] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.