

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Etude d'un bâtiment (R+8) en béton armé à
usage d'habitation**

Présenté par : **TILBI SALAHEDDINE**

Encadrant : **Mr ATHMANI ALLAEDDINE M.C.A Université Badji Mokhtar - ANNABA**

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
ATHMANI ALLAEDDINE	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
MENADI SOUAD	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreur Mr ATHMANI ALLAEDDINE pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en master.

Enfin, notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée plus 7 étages à usage habitation, situé dans la wilaya d'Annaba. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien.

Nous avons constaté une description générale du projet avec une présentation de l'étude d'architecture constituée par les différents plans architecturaux, et l'étude génie civil porte les différents plans suites par le calcul détaillé (le prédimensionnement des éléments et aussi la descente des charges). Et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), nous avons étudié l'étude dynamique de la structure qui a été entamée à l'aide du logiciel etabs.

Et à la fin de cette partie consacrée les éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon, poutre palière et l'acrotère) aussi comprennent le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles). Ceci, en tenant compte des recommandations du logiciel (etabs – Robot expert 2010), (BAEL91 révisée 99) et des règlements parasismiques algériens RPA 99/v2003.

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L : Ronds Lisses

kN: kilo Newton

ml : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

ν : coefficient de poisson

σ_b : Contrainte de compression du béton

$\overline{f_{bu}}$: Contrainte de résistance du béton à l'ELU

$\overline{\sigma_b}$: Contrainte de résistance du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\overline{\tau_u}$: Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

F_t : Effort de traction

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

A_s : Section d'armatures

A_{max} : Section d'armatures maximales

A_{min} : Section d'armatures minimales

A_t : Section d'armatures transversales

Δ_{ft} : La flèche

Δ_{fadm} : La flèche admissible

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : Espacement des armatures

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

LISTE DES FIGURES :

Chap. I : Présentation de l'ouvrage

Figure (I-1) : Modalisation de la structure.

Figure (I-2) : Façade principale du bâtiment.

Figure (I-3) : Plan en élévation.

Figure (I-4) : Plan RDC.

Figure (I-4) : Plan étage courant.

Chap. II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Figure (II-1) : Plancher étage courant.

Figure (II-2) : Plancher terrasse inaccessible.

Figure (II-3) : Balcon.

Figure (II-4) : Murs extérieurs.

Figure (II-5) : Acrotère.

Figure (II-6) : *Schéma* de poutre.

Figure (II-7) : Portée maximale des poutres principales.

Figure (II-8) : Portée maximale des poutres secondaires.

Figure (II-9) : Coupe d'un voile en élévation.

Figure (II-10) : Coupes de voiles en plan.

Figure (II-11) : Hauteur d'étage.

Figure (II-12) : Coupe transversale du plancher.

Figure (II-13) : Travée maximale le sens des poutrelles.

Figure (II-14) : Coupe poutrelle.

Figure (II-15) : Forme et dimensions de poutrelle.

Figure (II-16) : Coupes de balcon en plan.

Figure (II-17) : Schéma d'un escalier.

Figure (II-18) : Coupe des escaliers.

Chap. III : Ferrailage des éléments non structuraux

Figure (III-1) : Dimensions des poutrelles.

Figure (III-2) : Moment fléchissant des poutrelles.

Figure (III-3) : Coupe de ferrailage d'une poutrelle.

Figure (III-4) : Moment fléchissant des balcons.

Figure (III-5) : Coupe de ferrailage de l'acrotère.

Figure (III-6) : sollicitations poutre palière.

Figure (III-7) : Dimensions de la poutre palière.

Figure (III-8) : Coupe de ferrailage d'un escalier.

Chap. IV : Etude sismique

Figure (IV-1) : Disposition des voiles

Figure (IV-2) : Courbe du spectre de réponse.

Chap. V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure (V-1) : Section de la poutre principale.

Figure (V-2) : Moment fléchissant des poutres principales (ELS).

Figure (V-3) : Moment fléchissant des poutres principales (ELU).

Figure (V-4) : Effort tranchant des poutres principales.

Figure (V-5) : Ferrailage des poutres principale

Figure (V-6) : Les coupes des poutres principale

Figure (V-7) : Section de la poutre secondaire.

Figure (V-8) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELS).

Figure (V-9) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELU).

Figure (V-10) : Effort tranchant des poutres secondaires (ELU).

Figure (V-11) : Ferrailage des poutres secondaire.

Figure (V-12) : Les coupes des poutres secondaire.

Figure (V-13) : Effort normale des voiles ($0.8G+E_y$).

Figure (V-14) : Contrainte de compression de béton ($G+Q+E_y$).

Figure (V-15) : Effort normale des voiles ($0.8G+E_x$).

Figure (V-16) : Contrainte de compression de béton ($G+Q+E_x$).

Figure (V-17) : Ferrailage des voiles

Figure (V-18) : Coupe des voiles

Figure (V-19) : Effort normale (**G+Q+Ey**).

Figure (V-20) : Moment fléchissant (**G+Q+Ey**).

Figure (V-21) : Disposition constructive des poteaux.

Figure (V-22) : Ferrailage des voiles

Chap. VI : Etude de l'infrastructure

Figure (VI-1) : contrainte sous radier.

Figure (VI-2) : sollicitations du radier selon M_{11} .

Figure (VI-3) : sollicitations du radier selon M_{22} .

Figure (VI-4) : ferrailage coupe du radier.

Figure (VI-5) : diagramme moment fléchissant des nervures selon XX.

Figure (VI-6) : diagramme moment fléchissant des nervures selon YY.

Liste des tableaux

Chap. I : Présentation de l'ouvrage

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Chap. II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

Tableau (II.1) : Evaluation de charges plancher étage courant.

Tableau (II.2) : Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible.

Tableau (II-3) : Evaluation de charges balcon.

Tableau (II-4) : Evaluation de charges de palier.

Tableau (II-5) : Evaluation de charges de volée.

Tableau (II-6) : Evaluation de charges murs extérieurs.

Chap. III : Ferrailage des éléments non structuraux.

Tableau (III-1) : Ferrailage des poutrelles.

Tableau (III-2) : Vérification de la flèche des poutrelles.

Tableau (III-3) : Ferrailage de balcon.

Tableau (III-4) : ferrailage d'escalier.

Tableau (III-4) : ferrailage de poutre palière.

Chap. IV : Etude sismique

Tableau (IV-1) : Les modes, les périodes et la participation modale

Tableau (IV-2) : Les centres des masses et de rigidité.

Tableau (IV-3) : Déplacements inter-étages sens X-X.

Tableau (IV-4) : Déplacements inter-étages sens Y-Y.

Tableau (IV-5) : Déplacement maximum sens X-X.

Tableau (IV-6) : Déplacement maximum sens Y-Y.

Tableau (IV-7) : L'effet P- Δ sens XX.

Tableau (IV-8) : L'effet P- Δ sens YY.

Tableau (IV-9) : Vérification au renversement.

Chap. V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau (V-1) : ferrailage longitudinale des poutres principales.

Tableau (V-2) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 1.

Tableau (V-3) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 2.

Tableau (V-4) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 3.

Tableau (V-5) : Ferrailage verticale des voiles

Tableau (V-6) : ferrailage verticale des voiles.

Tableau (V-7) : Ferrailage longitudinale des poteaux

Chap. VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau (VI-1) : ferrailage du radier (le panneau le plus sollicité)

Tableau (VI-2) : ferrailage du radier (panneau spéciale).

Tableau (VI-3) : ferrailage de la nervure selon XX.

Tableau (VI-4) : ferrailage de la nervure selon YY.

Sommaire

Chap. I : Présentation de l'ouvrage

I-1-Introduction.....	1
I-2-Présentation de l'ouvrage.	1
I-3-Caractéristiques géométriques.	1
I-4-Données du site.	1
I-5-Conception.....	2
I-6-Présentation des plans.....	3
I-7-Règlementations et normes utilisées.....	5
I-8-Hypothèses.....	5
I-9-Les combinaisons d'action.	
I-9-1-Les combinaisons d'actions.....	5
I-9-2-Combinaison d'action à considérer.....	6
I-10-Caractéristiques des matériaux	
I-10-1-Béton.....	7
I-10-2-Acier.....	9

Chap. II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

II-1-Introduction.....	11
II-2-Evaluation des charges.	
II-2-1-Plancher étage courant.....	11
II-2-2-Plancher terrasse inaccessible.....	12
II-2-3-Balcon.....	13
II-2-4-Les escaliers.....	13
II-2-5-Murs extérieurs.....	13
II-3-Pré dimensionnement des éléments structuraux.	
II-3-1-Introduction.....	14
II-3-2-Le poutres.....	14
II-3-2-1-Les poutres principales.....	15
II-3-2-2-Les poutres secondaire.....	16
II-3-3-Pré dimensionnement de poteau.....	17

II-3-4-Pré dimensionnement des voiles.....	18
II-4-Pré dimensionnement des éléments non structuraux.	
II-4-1-Pré dimensionnement des Planchers.....	19
II-4-1-1-Plancher à corps creux.....	19
II-4-1-2- Les Balcons.....	20
II-4-1-3-Les escaliers.....	21
II-5-Conclusion.....	24

Chap. III : Ferrailage des éléments non structuraux.

III-1-Introduction.....	25
III-2-Etude des poutrelles.....	25
III-2-1-Ferrailage des poutrelles.....	25
III-2-1-1-Ferrailage des poutrelles.....	26
III-3-Etude des balcons.....	27
III-3-1-ferrailage des balcons.....	28
III-3-2-Armature de répartition.....	28
III-4-Etude de l'acrotère.....	29
III-4-2-Armature de répartition.....	29
III-5-Etude de l'escalier.....	30
III-5-1-ferrailage d'escalier.....	30
III-5-2-Etude de la poutre palière.....	30
III-5-2-1-Pré-dimensionnement de poutre palière.....	31
III-5-2-2-ferrailage de la poutre palière.....	31

Chap. IV : Etude sismique

IV-1-Introduction.....	32
IV -2-Modélisation de la structure.....	32
IV -3-Combinaison d'action.....	32
IV -4-Disposition des voiles.....	32
IV -5-Méthode d'analyse modale spectrale.....	33
IV -6-Les vérifications les plus importantes.	

IV -6-1-Participation modale.....	34
IV -6-2-Vérification de l'excentricité.....	34
IV- 6-3-Vérification de l'effort tranchant dans la base.....	34
IV-6-4-Vérifications des déformations.	
IV-6-4-1-Vérification des déplacements inter-étages.....	35
IV-6-4-2-Vérification du déplacement au sommet.....	36
IV-6-5-Vérification de l'effet P- Δ	36
IV-6-6-Vérification au renversement.....	37
IV-7-Conclusion.....	37

Chap. V : Ferrailage des éléments structuraux.

V-1-introduction.....	38
V-2-ferrailage des poutres	
V-2-1- Ferrailage des poutres principales.....	38
V-2-2- Ferrailage des poutres secondaires.....	41
V-3-Ferrailage des voiles.....	50
V-4-ferrailage des poteaux.....	50

Chap. VI : Etude de l'infrastructure.

VI-1-Introduction.....	56
VI-2-Les fondations.....	56
VI-2-1-Choix de type de fondation.....	56
VI-2-2-Définition de la fondation.....	56
VI-2-2-1-Les fondations profondes.	56
VI-3-Calcul des fondations.	
VI-3-3-Le radier nervuré.....	57
VI-3-3-1-Pré dimensionnement.....	57
VI-3-3-2- Vérification de la contrainte du sol.....	58
VI-3-3-3- Calcul du ferrailage de la dalle.....	58
VI-3-3-4- Calcul de ferrailage de la nervure.....	61

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I-1-Introduction :

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur lesquelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés. Il présente d'une manière générale le contexte du travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

I-2-Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+8) Contreventé par voile, à usage d'habitation.

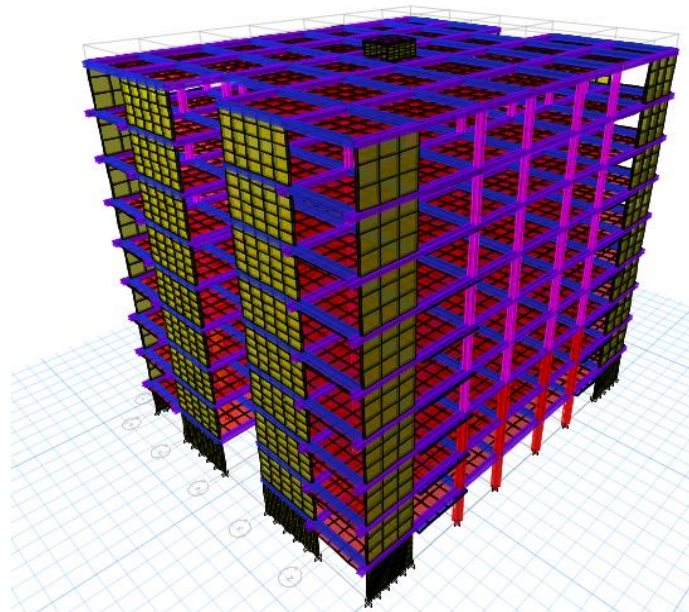


Figure (I-1) : Modalisation de la structure.

I-3-Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à une forme simple. Caractérisé par les dimensions suivantes :

- Largeur en plan : 23.7 m.
- Longueur en plan : 28.7 m.
- Hauteur du RDC et des étages : 3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère 0.5 m.
- Hauteur du bâtiment y compris l'acrotère 28.04 m.

I-4-Données du site :

-Le bâtiment est implanté à Annaba classée par le RPA 99 (version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

-Le site est considéré comme un site meuble classé S3 par le RPA 99 (version 2003).

-Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5$ bar

I-5-Conception:

- **Les voiles :**
Ils sont réalisés en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment.
- **Les planchers :**
Les planchers des différents niveaux sont en un seul type de plancher : plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.
- **Terrasse :**
C'est la partie inaccessible qui joue le rôle de couverture pour le bâtiment, elle est étanche, isole la température.
- **Escaliers :**
Sont droits, à double volée reposant sur un palier de repos et seront réalisés en béton armé.
- **Ascenseur :**
C'est un appareil élévateur installé comportant une cabine dont les dimensions et les constituants permettent l'accès des personnes et de matériels.
- **Maçonneries :**
 - Murs extérieurs : sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont respectivement de 10 et 15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5 cm d'épaisseur).
 - Murs intérieurs : sont en simple cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.
- **Revêtement:**
Le revêtement est constitué de:
 - Enduit en ciment pour les faces intérieur des murs de façade.
 - Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers
- **Acrotère :**
C'est un mur situé en bordure de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité.

I-6-Présentation des plans :

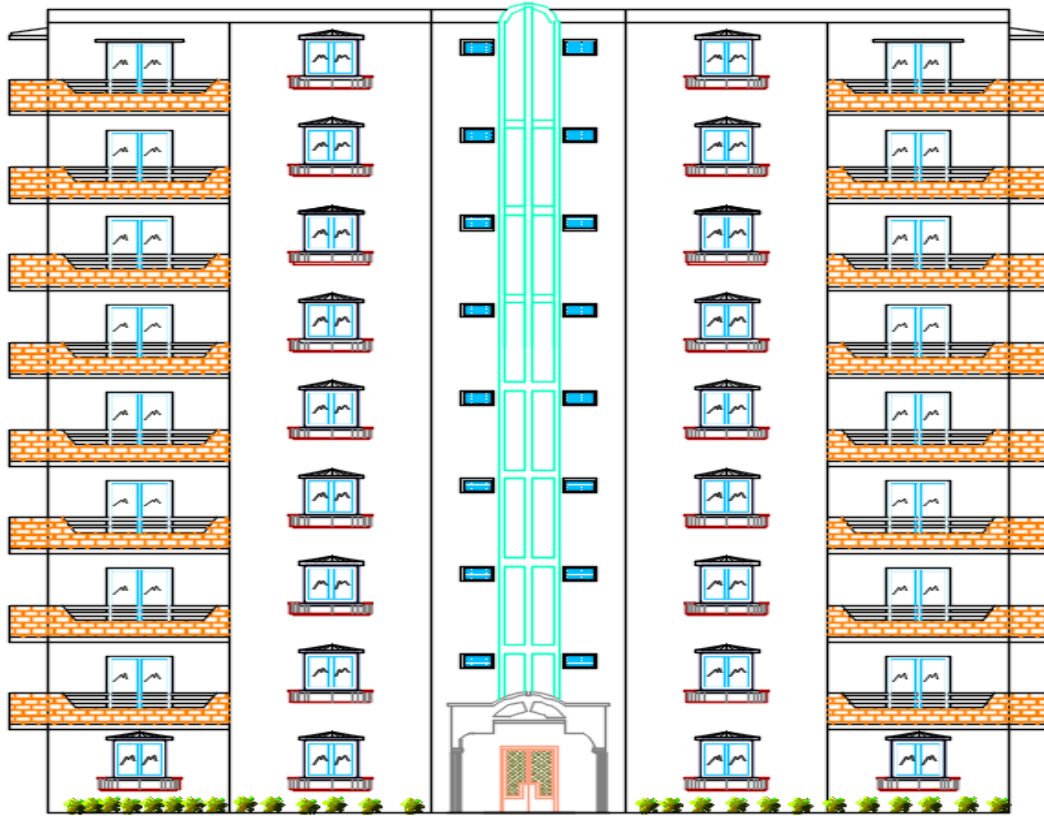


Figure (I-2) : Façade principale du bâtiment.

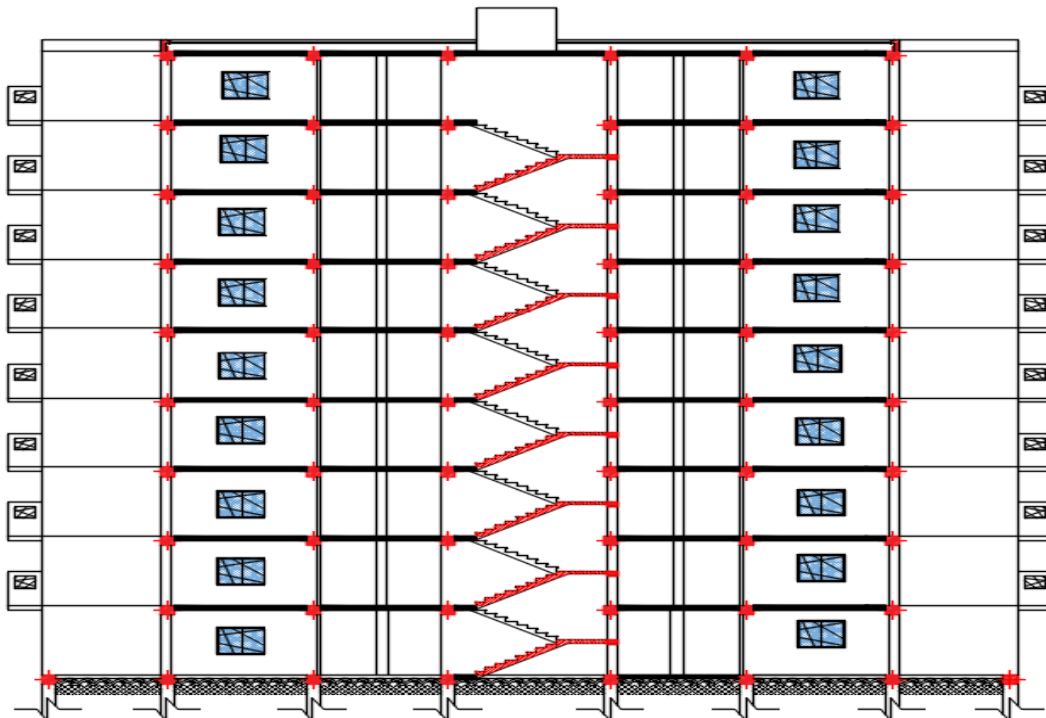


Figure (I-3) : Plan en élévation.

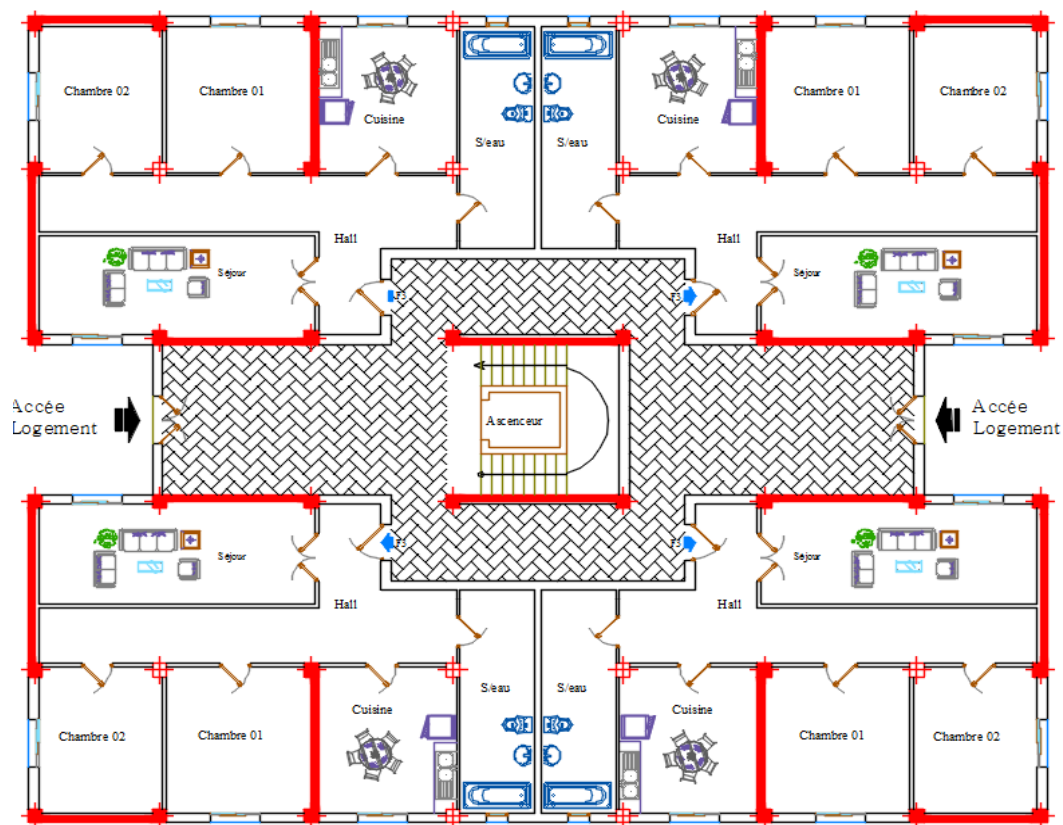


Figure (I-4) : Plan RDC.

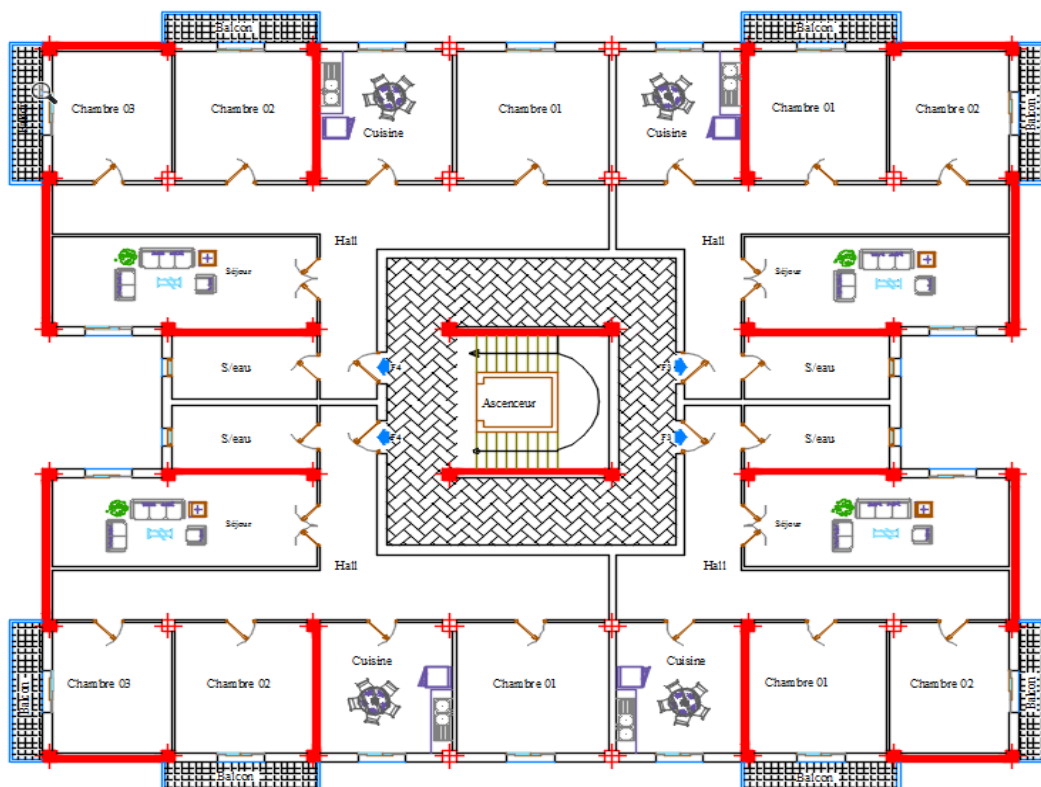


Figure (I-4) : Plan étage courant.

I-7-Règlementations et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

I-8-Hypothèses :

- **L'état limite ultime (ELU) :**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- De résistance pour les matériaux constitutifs.
- De stabilité de forme : Instabilité élastique due au flambement des pièces élancées.

- **L'état limite de service (ELS) :**

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- La limitation de la compression du béton.
- La limite de déformation : Les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

I-9-Les combinaisons d'action :

I-9-1-Les combinaisons d'actions :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement ($i > 1$).

- **Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :**

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

γ_{Q1} : -1.5 dans le cas général.

-1.35 Pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

- **Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS :**

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

- **Sollicitations accidentelles :** (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_i + F_A + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

ψ_{11} : Charge variable d'accompagnement.

$\psi_{11} Q_i$: Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I-9-2-Combinaison d'action à considérer : (RPA99/2003 article V.5.2)

- Situations durables :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- Situations accidentelles :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

Avec E : action de séisme

I-10-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-10-1-Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrages dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

- **Caractéristiques mécaniques du béton :**

- **Résistance du béton à la compression :**

Pour l'établissement du projet dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifié).

Celle-ci, notée f_{c28} est choisi à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exerçant sur le béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28j, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28}$$

La valeur de est f_{cj} conventionnellement prise à f_{c28} pour $28 < j < 60$ jours.

Pour les grandes valeurs de « j », on a sensiblement $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance de béton en traction est très faible par rapport à sa résistance en compression. Elle est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Cette formule est valable pour $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

Pour :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation :

a) Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b) Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où} \quad E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

➤ Coefficient de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v".

$$v = \frac{\left(\frac{\Delta d}{d}\right)}{\left(\frac{\Delta L}{L}\right)}$$

Avec :

($\Delta d / d$) : Déformation relative transversale.

($\Delta L / L$) : Déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

À l'ELU : $v = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $v = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

➤ Contraintes limites :

a) l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité du béton

1.5 Pour les combinaisons fondamentales

1.15 Pour les combinaisons accidentelles.

- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

- ✦ 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h
- ✦ 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- ✦ 0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h

b) ELS :

Est donné par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28}$

Dans notre projet : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

c) Contrainte ultime de cisaillement :

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

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- V_u : Effort tranchant.

- b, d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2.f_{c28} ; 5\text{MPa}) \rightarrow$ fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15.f_{c28} ; 4\text{MPa}) \rightarrow$ fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

I-10-2-Acier :

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

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$.

➤ Caractéristique mécanique d'acier :

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	$\emptyset < 10$	FeE =22 ($f_e=215 \text{ MPa}$) FeE =24 ($f_e=235 \text{ MPa}$)	Es = 2,1.10 ⁵ MPa
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	$\emptyset > 10$	$f_e = 400 \text{ MPa}$	
Treilles soudes	Éléments plans	TLE 520	$\emptyset < 6$	$f_e = 520 \text{ MPa}$	

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

➤ Contrainte limite de l'acier :

a) Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (MPa)
3. **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (MPa)

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

Conclusion :

Ce chapitre donne une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

CHAPITRE II

Descente des charges et Pré-dimensionnement

II-1-Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et B.A.E.L 91.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales :** Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques

II-2-Evaluation des charges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22**

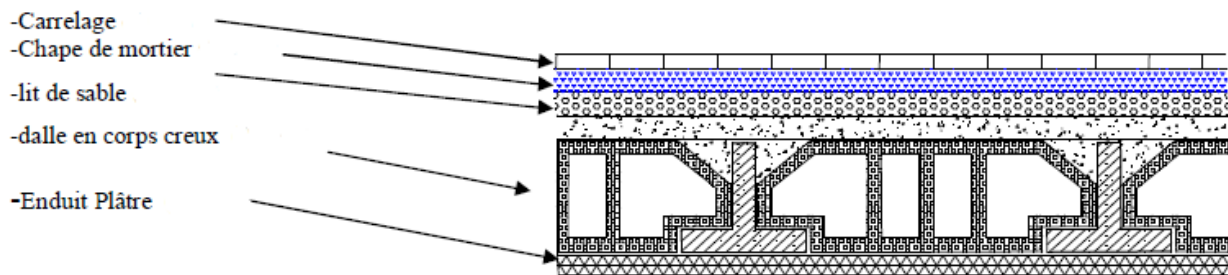
II-2-1-Plancher étage courant :

Figure (II-1) : Plancher étage courant.

	Epaisseur e (cm)	Masse volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle à corps creux	20	/	2.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2
		G	5.54
		Q	1.5

Tableau (II.1) : Evaluation de charges plancher étage courant.

II-2-2-Plancher terrasse inaccessible:

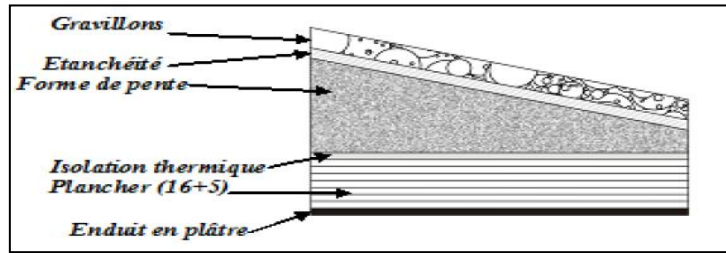


Figure (II-2) : Plancher terrasse inaccessible.

	Epaisseur E (cm)	Masse volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Gravions de protection	5	20	1
Étanchéité multicouche	2	/	0.12
Forme de pente	8	20	1.6
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle à corps creux	20	/	2.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2
		G	5.88
		Q	1

Tableau (II.2) : Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible.

II-2-3-Balcon :

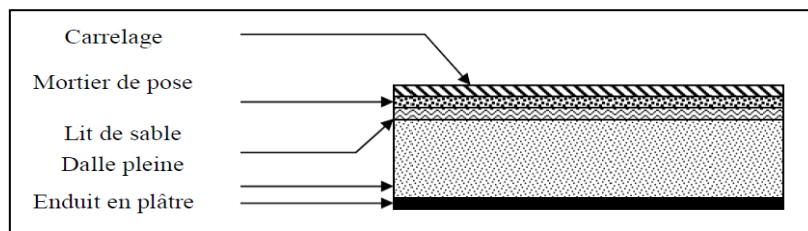


Figure (II-3) : Balcon.

	Epaisseur E (cm)	Masse volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle pleine	12	25	3
Enduit de ciment	2	18	0.36
		G	4.9
		Q	3.5

Tableau (II-3) : Evaluation de charges balcon.

II-2-4-Les escaliers :• Palier :

	Epaisseur e (cm)	Masse volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	8.5	25	2.125
Paillasse	2.30	25	5.75
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Garde-corps	/	/	0.6
		G	9.84
		Q	2.5

Tableau (II-4) : Evaluation de charges de palier.

• Volée :

	Epaisseur e (cm)	Masse volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Palier	15	25	3.75
Enduit de plâtre	2	10	0.2
		G	5.11
		Q	2.5

Tableau (II-5) : Evaluation de charges de volée.

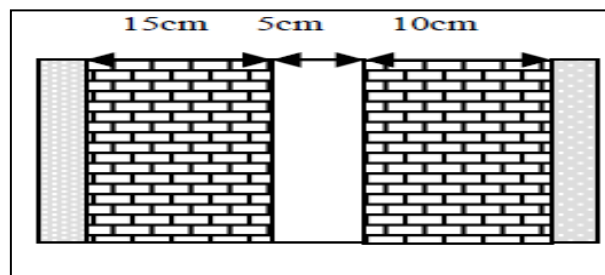
II-2-5-Murs extérieurs :

Figure (II-4) : Murs extérieurs.

	Epaisseur e (cm)	Masse volumique ρ (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Enduit extérieur (ciment)	2	18	0.36
Briques creuses 15 cm	15	/	1.3
Briques creuses 10 cm	10	/	0.9
Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0.2
		G	2.76

Tableau (II-6) : Evaluation de charges murs extérieurs.

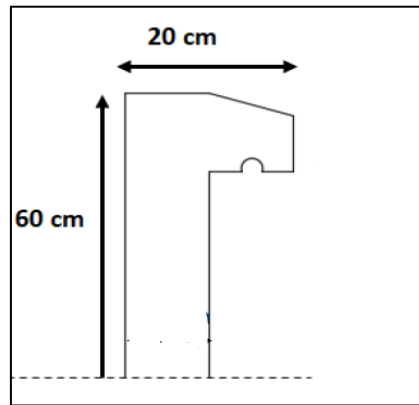
II-2-6-Acrotère :

Figure (II-5) : Acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.15) + (0.1 \times 0.1) + \frac{(0.1 \times 0.1)}{2} = \mathbf{0.105 \text{ m}^2}$$

$$G = 0.105 \times 25 = \mathbf{2.63 \text{ KN/ml}}$$

II-3-Pré dimensionnement des éléments structuraux :**II-3-1-Introduction :**

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003

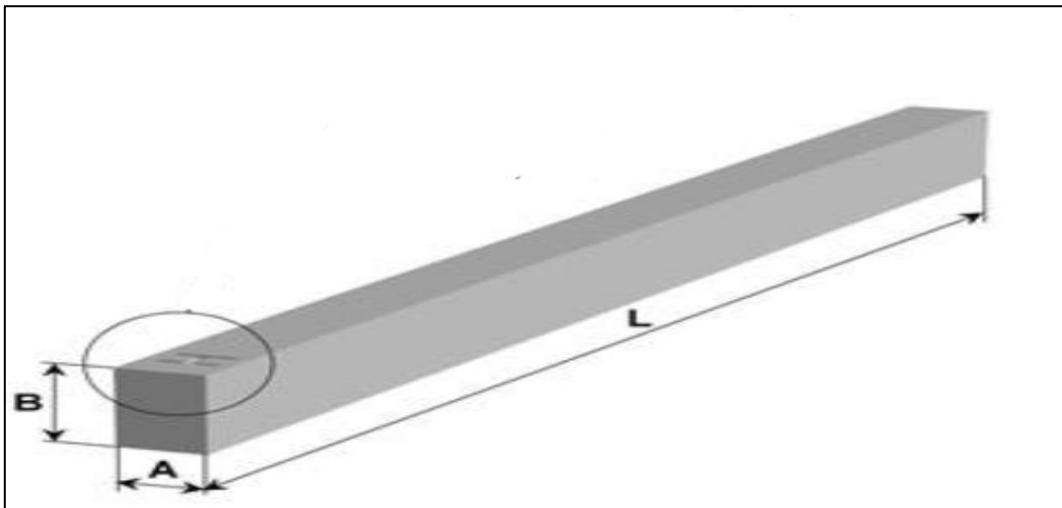
II-3-2-Les poutres :

Figure (II-6) : Schéma de poutre.

Le pré dimensionnement des poutres est en fonction de leurs portées qui est donnée comme suit :

II-3-2-1-Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent, elles relient les poteaux, elles supportent la dalle

a) Critères de rigidité :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL 91** leurs hauteurs et largeurs sont données selon les conditions suivantes :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{max}}{10}$$

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p$$

l_{max} : Portée maximale entre axe d'appuis.



Figure (II-7) : Portée maximale des poutres principales.

h_p : La hauteur de la poutre principale.

b : La largeur de la poutre principale.

Détermination de la hauteur “ h ”

$$L_{max}=500 \text{ cm} \rightarrow \frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10} \rightarrow 3.33 \leq h_p \leq 50 \rightarrow h_t = 40 \text{ cm}$$

Détermination de la largeur “ b ”

$$h_t=40 \text{ cm} \rightarrow 0.4 * 40 \leq b \leq 0.8 * 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 32 \rightarrow b = 30 \text{ cm}.$$

b) Condition du RPA 99/ V2003 :

Selon les recommandations du *RPA 99(version2003)*, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4. \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30 \geq 20 \text{ cm} \\ 40 \geq 30 \text{ cm} \\ 0.75 \leq 4 \end{cases} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II-3-2-2-Les poutres secondaire :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

a) Critères de rigidité :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le *BAEL 91* leurs hauteurs et largeurs sont données selon les conditions suivantes :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{max}}{10}$$

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p$$

l_{max} : Portée maximale entre axe d'appuis.

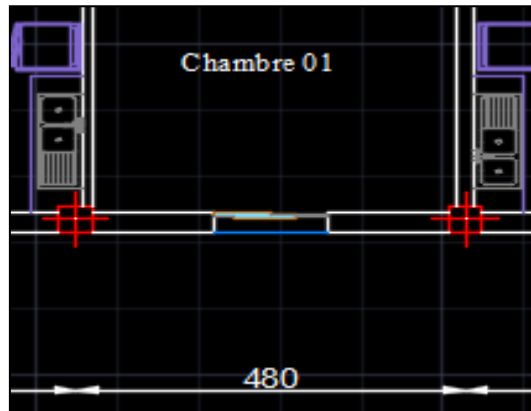


Figure (II-8) : Portée maximale des poutres secondaires.

h_p : La hauteur de la poutre secondaire.

b : La largeur de la poutre secondaire.

Donc :

Détermination de la hauteur « h »

$$L_{max}=480\text{cm} \rightarrow \frac{480}{15} \leq h_p \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h_p \leq 48 \rightarrow h_t = 35\text{cm}$$

Détermination de la largeur « b »

$$h_t=35\text{cm} \rightarrow 0.4 * 35 \leq b \leq 0.8 * 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

b) Condition du RPA 99/ V2003 :

Selon les recommandations du *RPA 99(version2003)*, on doit satisfaire les

Conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4. \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30 \geq 20 \text{ cm} \\ 35 \geq 30\text{cm} \\ 1.16 \leq 4 \end{cases} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaire une section de :

$$(b \times h) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$$

II-3-3-Pré dimensionnement de poteau :

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont des éléments essentiels de la structure, dont les longueurs sont grandes par rapport aux autres dimensions transversales.

Condition du R.P.A.99 : art 7.4.1 (R.P.A 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Cette condition est vérifiée pour toutes sections de poteaux.

Sollicitations normales :

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

$$V = \frac{N_d}{B c f_{c28}}$$

$$V = \frac{650.613}{2.5 \cdot 30^2} = 0.289 < 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifier donc on opte une section (30x30)}$$

$$V = \frac{887.455}{2.5 \cdot 35^2} = 0.289 < 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifier donc on opte une section (35x35)}$$

$$V = \frac{1109.518}{2.5 \cdot 40^2} = 0.277 < 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifier donc on opte une section (40x40)}$$

$$V = \frac{1553.361}{2.5 \cdot 45^2} = 0.3 = 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifier donc on opte une section (45x45)}$$

$$V = \frac{1681.126}{2.5 \cdot 50^2} = 0.269 < 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifier donc on opte une section (50x50)}$$

II-3-4-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à « Art 7.7.1 du RPA99 version 2003 »

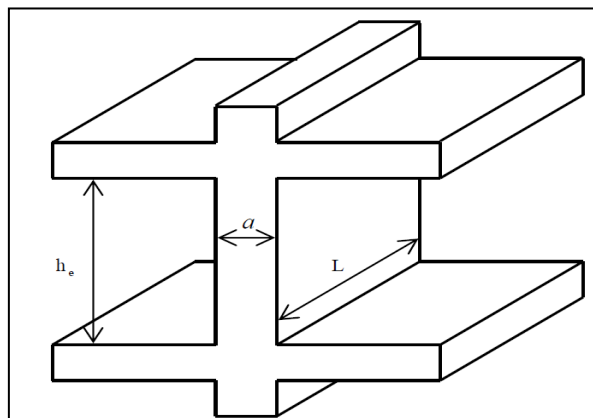


Figure (II-9) : Coupe d'un voile en élévation.

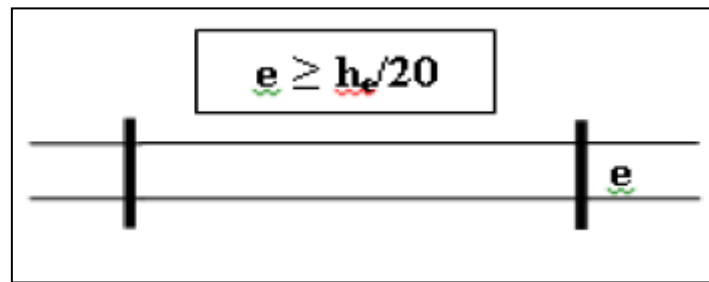


Figure (II-10) : Coupes de voiles en plan.

D'après cet article :

- « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. »

Avec : L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

- L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition suivant :

$$a \geq \frac{he}{20} \quad \text{Avec : } a > 15\text{cm}$$

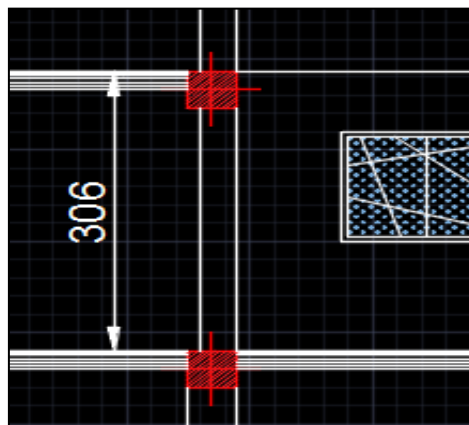


Figure (II-11) : Hauteur d'étage.

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{286}{20} \rightarrow a \geq 14.30\text{cm} \quad \text{On prend : } a = 15 \text{ cm}$$

II-4-Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II-4-1-Pré dimensionnement des Planchers :

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

II-4-1-1-Plancher à corps creux :

Constitué des poutrelles (nervures) collé sur place en béton armé, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudés.

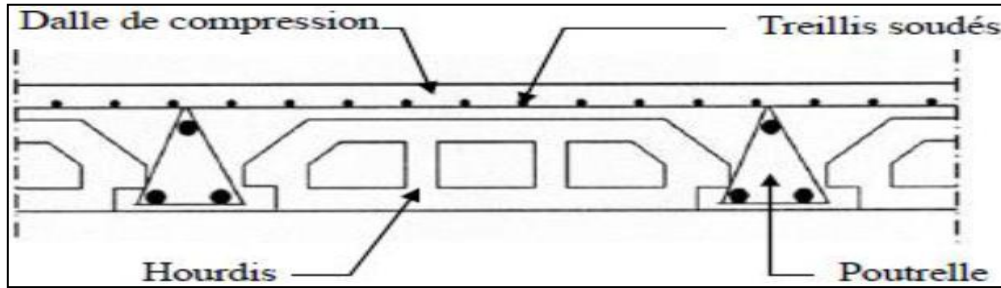


Figure (II-12) : Coupe transversale du plancher.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur qui est conditionnée par le critère de déformation selon BAEL :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

Avec :

l_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

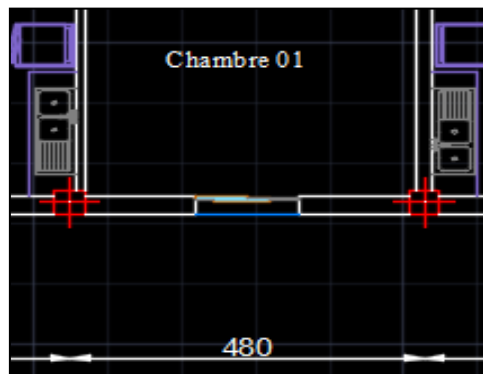


Figure (II-13) : Travée maximale le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher ($h = h$ de corps creux + h de la dalle de compression).

$$l_{max} = 480 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{480}{22.5} \rightarrow h_t \geq 21.33 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = 16 + 4$) = 20cm mais il faut vérifier la flèche.

- Les poutrelles :

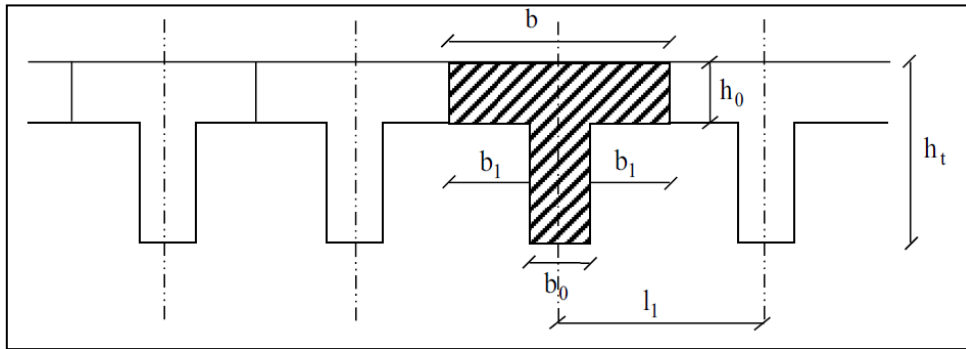


Figure (II-14) : Coupe poutrelle.

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Les dimensions de poutrelle sont comme suit :

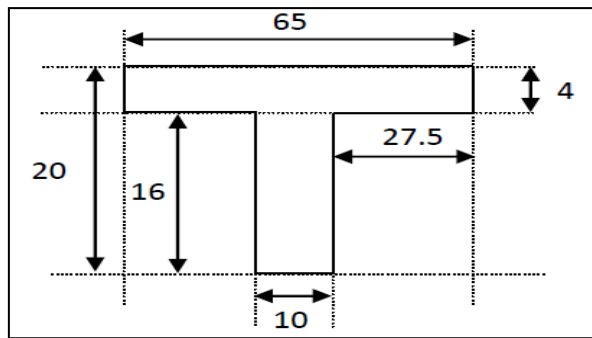


Figure (II-15) : Forme et dimensions de poutrelle.

II-4-1-2- Les Balcons:

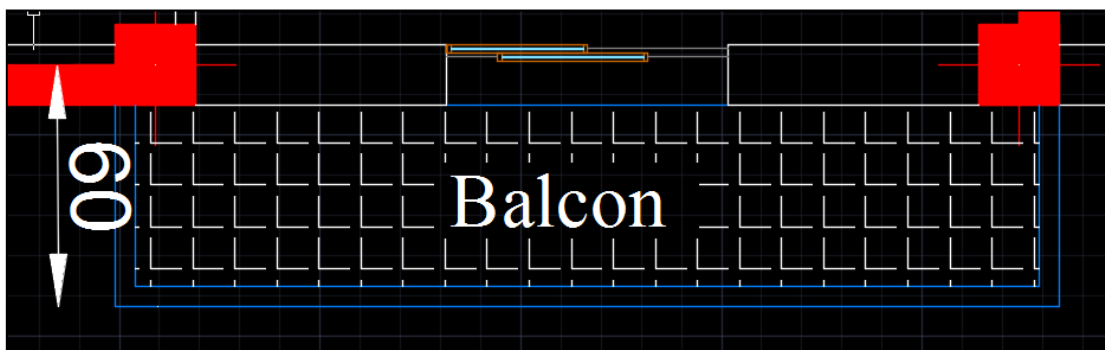


Figure (II-16) : Coupes de balcon en plan.

Epaisseur de balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine de balcon selon les règles usuel de pré dimensionnement est conditionnée par :

$$e \geq \frac{l}{20}$$

Avec :

e : L'épaisseur de la dalle pleine de balcon.

L : la distance de l'extrémité de consol jusqu'a nu d'appui.

$$e \geq \frac{l}{20} \rightarrow e \geq \frac{60}{20} \rightarrow e \geq 3cm$$

D'après condition de résistance au feu il faut que $e \geq 12cm$

On adopte : $e = 12cm$

II-4-1-3-Les escaliers :

L'escalier sert à desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées, assurer la stabilité et résister aux diverses contraintes auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité).

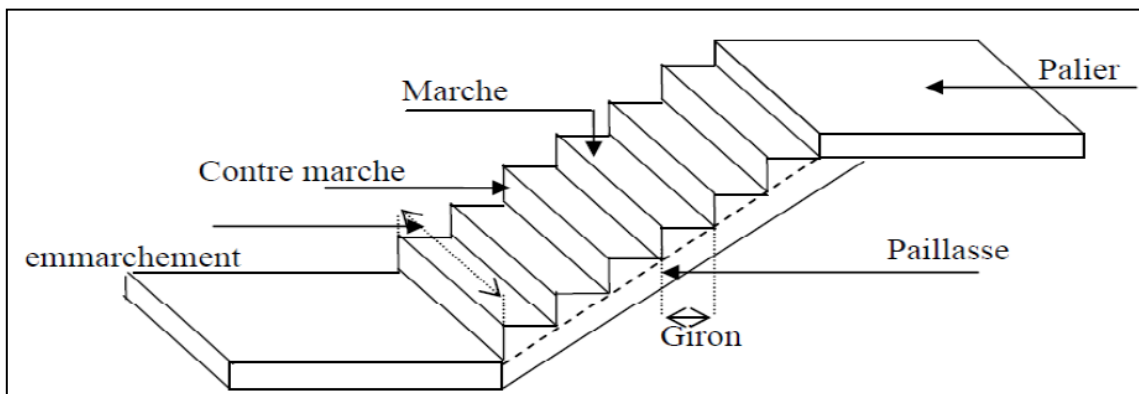
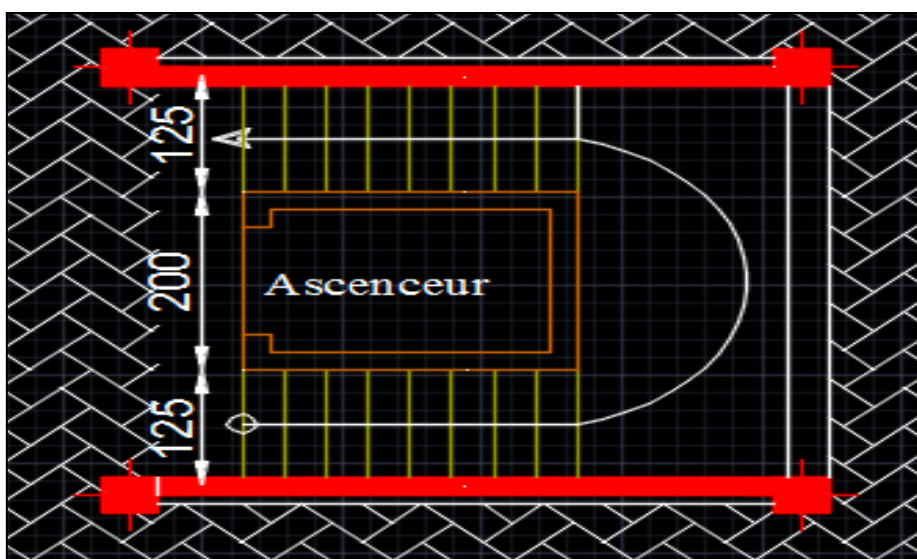


Figure (II-17) : Schéma d'un escalier.

Tous les escaliers des différents niveaux sont schématisés de la façon suivante :



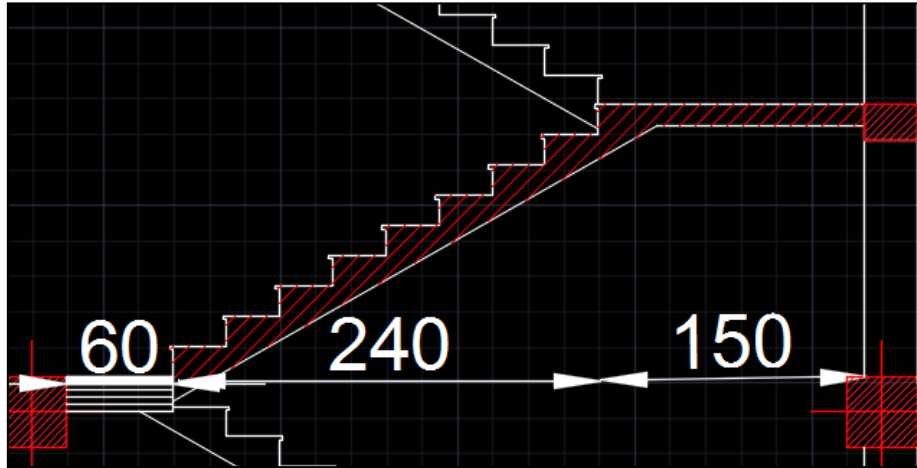


Figure (II-18) : Coupe des escaliers.

- Détermination de « g » et « h » :

h : hauteur de la contre marche $16 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}$.

g : giron de la marche avec $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

H : hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53 \text{ m}$.

n : nombre des contre marches.

LV : longueur de la volée.

- Considérons une hauteur de contre marche **$h = 17 \text{ cm}$** .

$n = H/h = 153/17 = 9$ contre marches.

{ nombre de marches = $n - 1$

nombre de marches = $9 - 1 = 8$ marches)

- En supposant une marche de **$g = 30 \text{ cm}$** on trouve :

$LV = g \times \text{nombre de marches} = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

- Vérification de la condition de BLONDEL :

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

$59 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$

- Calcul de l'épaisseur de la paillasse :

- Calcul de la pente α :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{g}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.54^\circ$$

- Épaisseur de la paillasse :

$$L=0.6+\frac{2.4}{\cos (29.54)}+1.5=4.86\text{m.}$$

$$\frac{486}{30} \leq e \leq \frac{486}{25} \Rightarrow 16.2\text{cm} \leq e \leq 19.4\text{cm}$$

On prend: $e=18\text{ cm}$.

Donc :

Les dimensions de notre escalier sont comme suit :

$g=30\text{ cm}$; $h=17\text{ cm}$ $e=18\text{cm}$

II-5-Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de prédimensionner les éléments (poutres, poutrelles, poteaux, voiles, escalier...etc), les sections adoptées en prédimensionnement peuvent être augmentées après calcul dynamique.

CHAPITRE III

Ferrailage des éléments non structuraux

III-1-Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III-2-Etude de plancher :

Pour le plancher à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

III-2-1-Ferraillage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

Comme on a vu dans le deuxième chapitre, les dimensions de poutrelle sont comme suit :

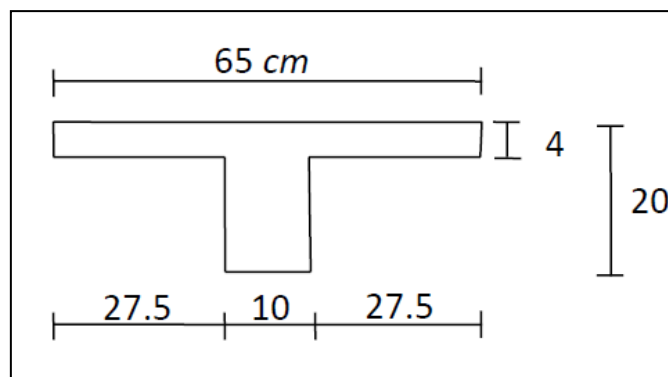


Figure (III-1) : Dimensions des poutrelles.

➤ **présentation des sollicitations : (à L'ELS)**

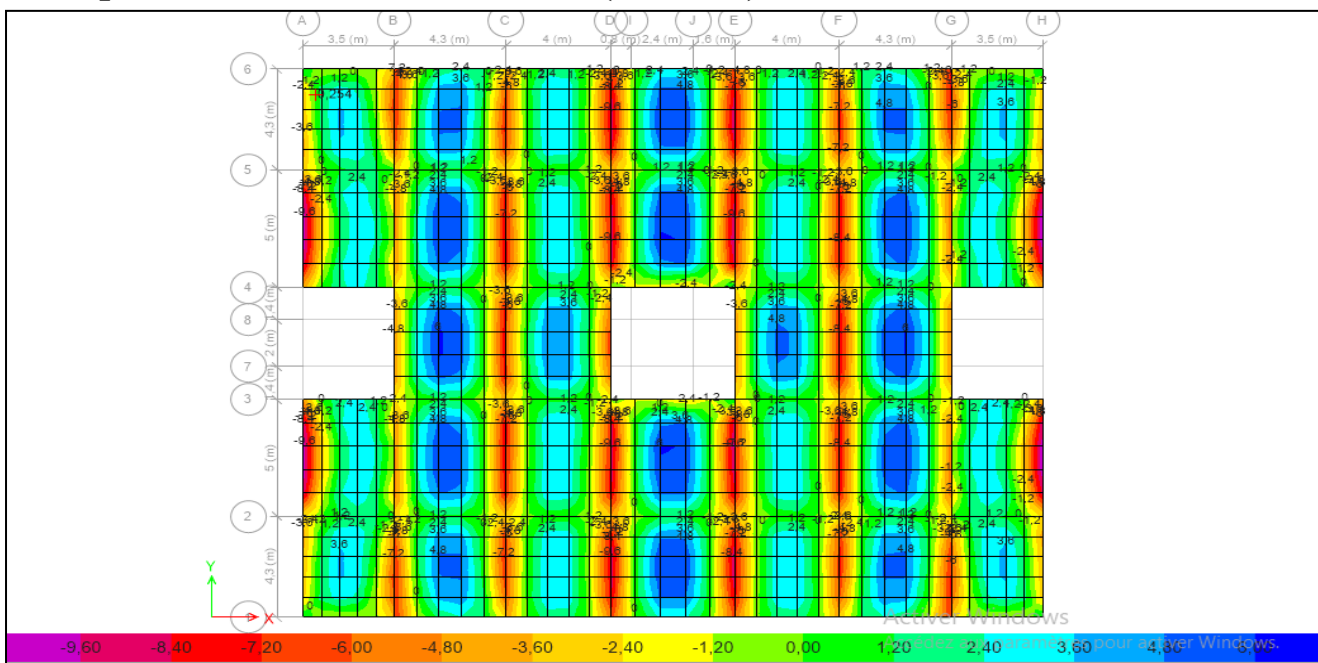


Figure (III-2) : Moment fléchissant des poutrelles.

III-2-1-1-Ferraillage :**a)Ferraillage longitudinale :**

- **En travée :** le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.
- **En appuis :** la table de compression est tendue, un béton tendu ne se consolide pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	Zone	M els (KN.m)	Mels*0.65 (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	As adop (cm ²)	Armatures
Etage curant + Terrasse	Travée	7.5	4.87	1.4	2.8	15	1.57	2HA10
	Appuis	6.2	4.03	1.3	7.7		1.57	2HA10

Tableau (III-1) : Ferraillage des poutrelles.

- **vérification de la flèche :**

Zone	M (ELS) (KN.m)	M (G) (KN.m)	As ado (cm ²)	L (m)	f (mm)	\bar{f}_{adm} (mm)
Travée	4.87	4.02	2.26	4.8	8.7	9.6

Tableau (III-2) : Vérification de la flèche des poutrelles.

b) Choix des armatures transversales :

On prend un diamètre de $\emptyset=6$ mm

Concernant les espacements entre les cadres on adopte un espacement régulier de 15 cm.

$St = 15$ cm

c)Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

On prend un treillis soudé 5/5 (150 x 150).

d) Vérification des efforts tranchant :

L'effort tranchant dans le cas des poutrelles est toujours vérifiée.

- Schéma de ferrailage :

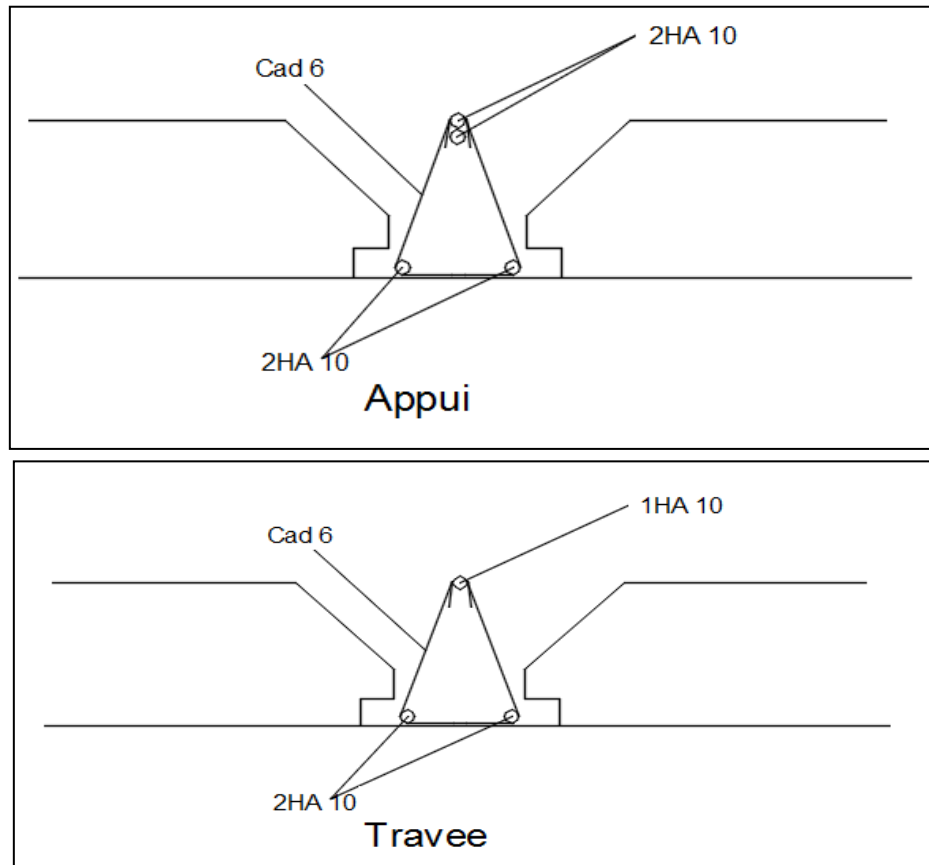


Figure (III-3) : Coupe de ferrailage d'une poutrelle.

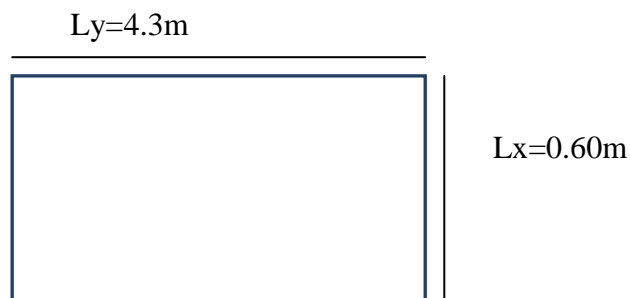
III-3-Etude des dalles (balcons) :

Les dalles sont des plaques minces planes dont l'épaisseur est nettement inférieure à la plus petite dimension en plan, elles sont des éléments infiniment rigides dans leur plan et qui constituent la séparation horizontale entre les différents niveaux du bâtiment.

Elles reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 (cotés) appuis constitués par des poutres ou des murs.

Elles transmettent les charges verticales aux éléments porteurs et assurent la compatibilité.

Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.



$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{0.60}{4.3} = 0.14 < 0,4$$

Donc le balcon travaille dans un seul sens

➤ **Présentation des sollicitations :**

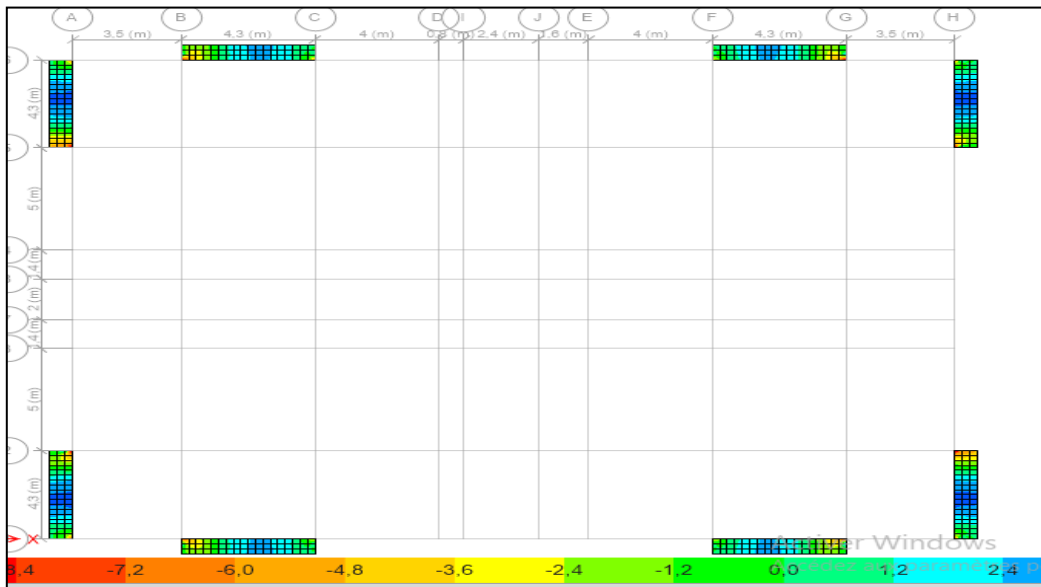


Figure (III-4) : Moment fléchissant des balcons (ELS).

III-3-1-ferraillage des balcons :

Zone	M_{22} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)	Armatures
Appuis	-2.35	1.5	1	15	2.01	4HA8
Travée	3.82	2.2	1.6		3.14	4HA10

Tableau (III-3) : Ferraillage de balcon.

III-3-2-Armature de répartition :

On adopte pour les armatures de répartition **HA8** avec espacement **20cm**

• **Schéma de ferraillage :**

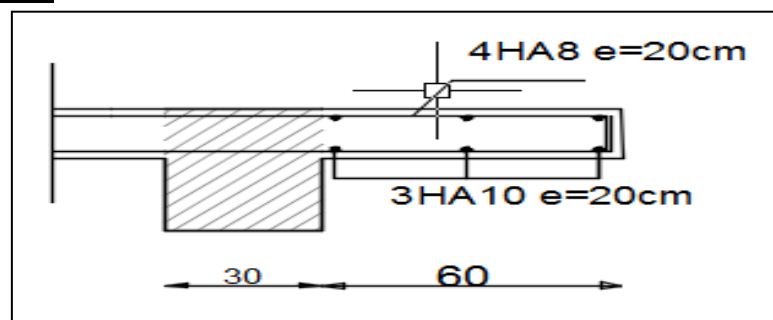


Figure (III-5) : Coupe de ferraillage d'un balcon.

III-4-Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est nécessaire pour des raisons de sécurité et d'étanchéité des terrasses inaccessibles, il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse.

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

La surcharge d'exploitation : Q

$$Q = \max (F_p, F_q)$$

La force sismique: F_p

$$F_p = 4AC_p W_p$$

- $W_p = ((0.15 * 0.6) + (0.10 * 0.2) - (\frac{0.1 * 0.1}{2})) * 25 \Rightarrow W_p = 2.625 \text{ KN/ml}$
- Selon RPA 99/2003 on a : Groupe usage 2, Zone IIa.

$$A = 0.15 \quad C_p = 0.8$$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.625 \Rightarrow F_p = 1.26$$

Poussée de la main courante : F_q

$$F_q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \max (F_p, F_q) = \max (1.26, 1) \Rightarrow Q = 1.26 \text{ KN/ml}$$

ELU		
La charge permanente ultime	$N_U = 1.35 W_p$	3.544 KN/ml
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_U = 1.5 F_p$	1.89 KN/ml
Moment d'encastrement	$M_U = h Q_U$	1.134 KN.m

ELS		
La charge permanente ultime	$N_U = W_p$	2.625 KN/ml
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_U = F_p$	1.26 KN/ml
Moment d'encastrement	$M_U = h Q_U$	0.756 KN.m

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage, on a trouvé :

$$A_s = 1.7 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{HA}8 = 2 \text{ cm}^2$$

III-4-2-Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = 0.6 \quad \text{On prend : } A_{rep} = 3\text{HA}8 \text{ avec } esp = 20 \text{ cm}$$

• Schéma de ferrailage :

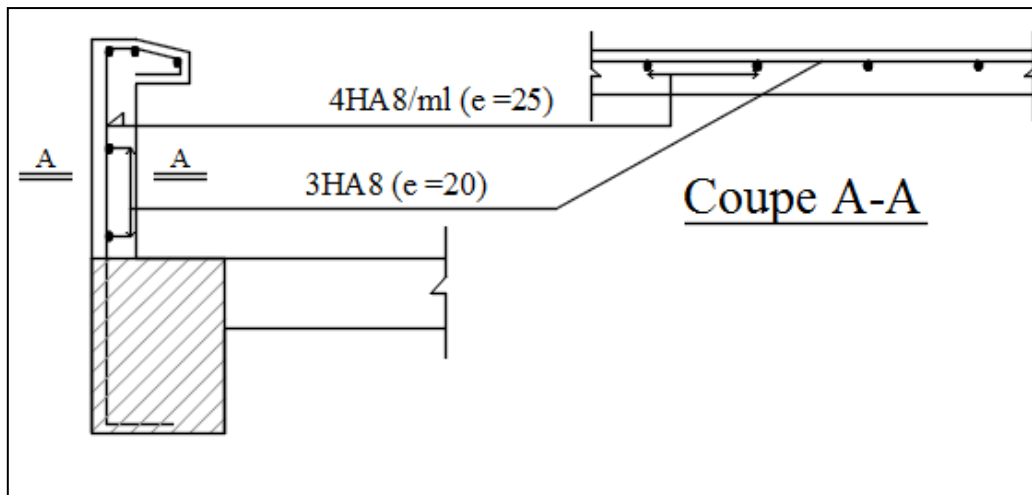


Figure (III-6) : Coupe de ferrailage de l'acrotère.

III-5-Etude de l'escalier :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet l'escalier à étudier comporte deux volets symétriques donc on va étudier uniquement la volée 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volée.

III-5-1-ferrailage d'escalier :

• Résultats de logiciel:

Zone	M ELS (KN. m)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)	Armature
Appuis	-14.3	5	5.65	5HA12
Travée	9.64	3.3	3.93	4HA12

Tableau (III-4) : ferrailage d'escalier.

III-5-2-Etude de la poutre palière :

La poutre palière supporte son poids propre, le poids de la maçonnerie en dessus et la réaction de l'escalier. Elle est supposée simplement appuyée sur les voiles à ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments.

➤ présentation des sollicitations :

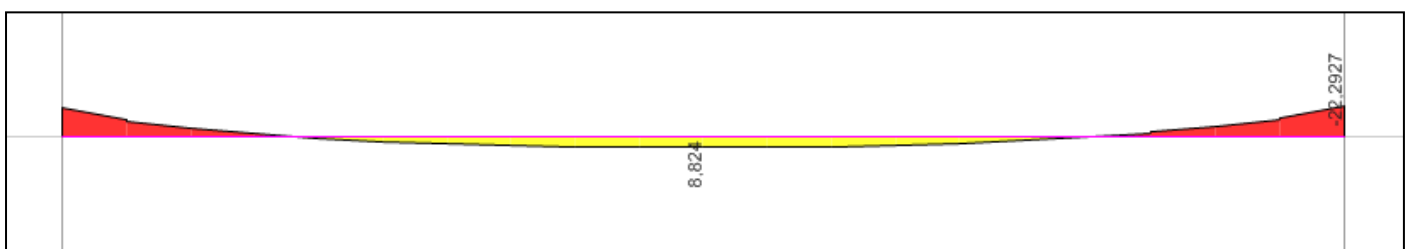


Figure (III-7) : sollicitations poutre palière.

III-5-2-1-Pré-dimensionnement de poutre palière:

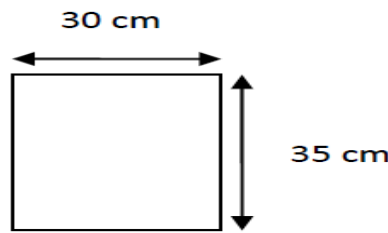


Figure (III-8) : Dimensions de la poutre palière.

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{max}}{10}$$

l_{max} : Portée maximale entre axe d'appuis.

h_p : La hauteur de la poutre palière.

Donc :

$$L_{max}=480\text{cm} \rightarrow \frac{480}{15} \leq h_p \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h_p \leq 48 \rightarrow h_t = 35\text{cm} \text{ On adopte } b=30\text{cm}$$

Vérification des conditions du RPA

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4. \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30 \geq 20 \text{ cm} \\ 35 \geq 30 \text{ cm} \\ 1.16 \leq 4 \end{cases} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Donc on adopte pour les poutres palière une section de :

$$(b \times h) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$$

III-5-2-2ferraillage de la poutre palière :

Résultats de logiciel :

Zone	M ELS (KN.m)	AS (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	L (m)	f (mm)	\bar{f}_{adm} (mm)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures
Appuis	-22.29	3.8	5.5	15	4.8	2.1	9.6	3.80	2HA12+ 1HA14
Travée	8.82	1.5	1.4					3.39	3HA14

Tableau (III-4) : ferraillage de poutre palière.

- Schéma de ferraillage :

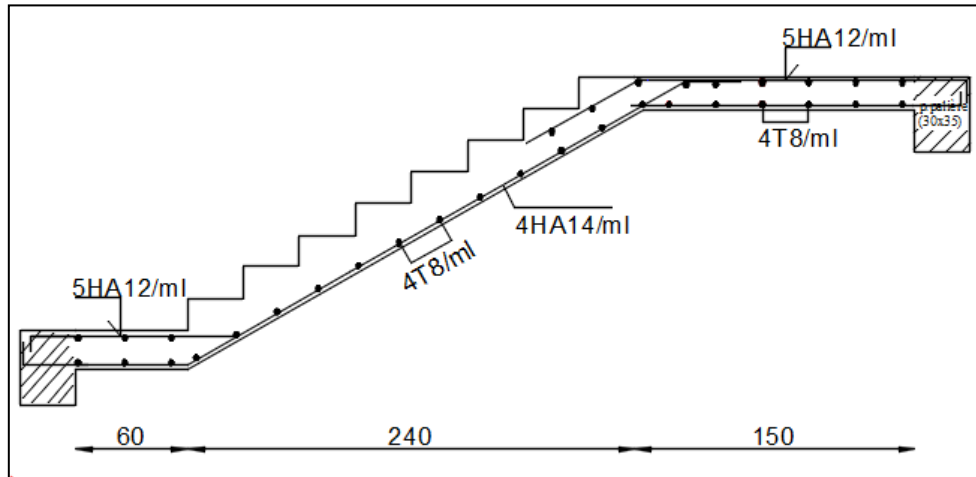


Figure (III-9) : Coupe de ferrailage d'un escalier.

CHAPITRE IV

Etude Sismique

IV-1-Introduction :

L'analyse sismique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

La résolution faite par un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « ETABS, ROBOT... »

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS version 17.

IV -2-Modélisation de la structure :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel **Etabs** qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

IV -3-Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G+E$

IV -4-Disposition des voiles :

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

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- Symétrie dans le système structural pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Eviter des modifications de fond de l'architecture.

Après plusieurs changements de disposition des voiles on a choisis une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposées par le RPA, nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

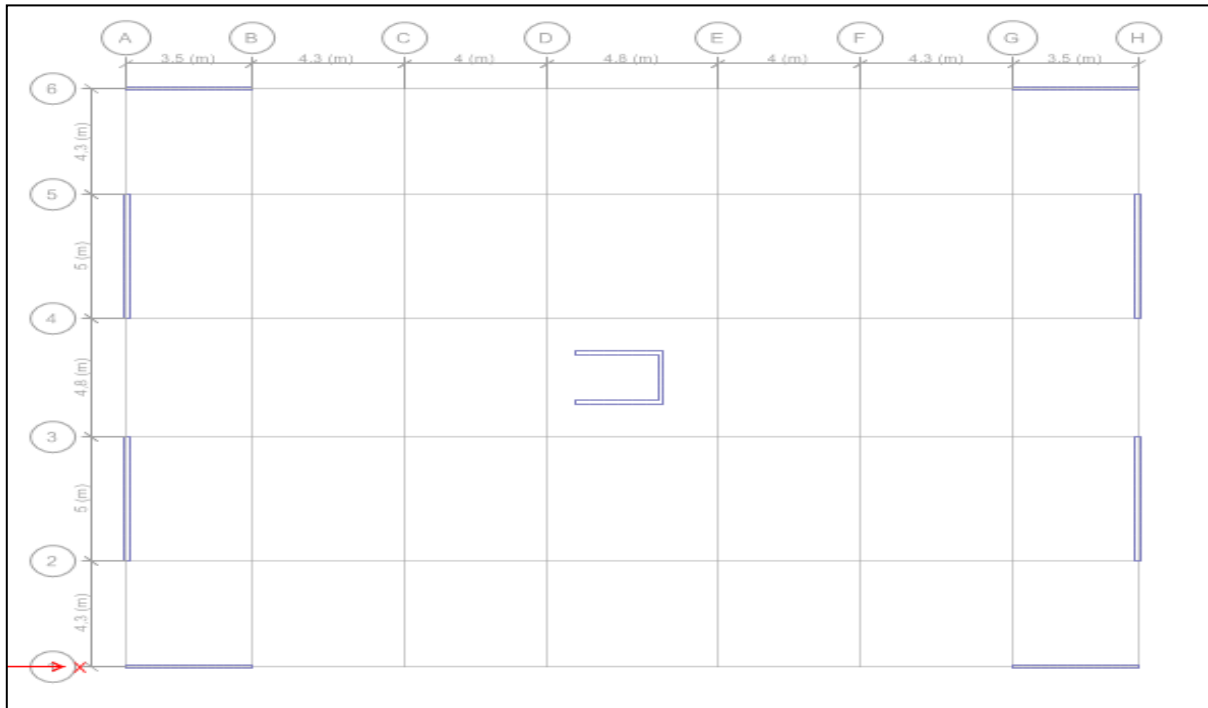


Figure (IV-1) : Disposition des voiles

IV -5-Méthode d’analyse modale spectrale :

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

- Accélération de la pesanteur : **$g=10m/s^2$**
- Coefficient d’accélération de zone (zone II a, et un Groupe d’usage 2) : **$A=0.15$**
- Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement : **$R=5$**
- Facteur de qualité : **$Q=1.15$**
- T1, T2: Période caractéristique associées à la catégorie de site

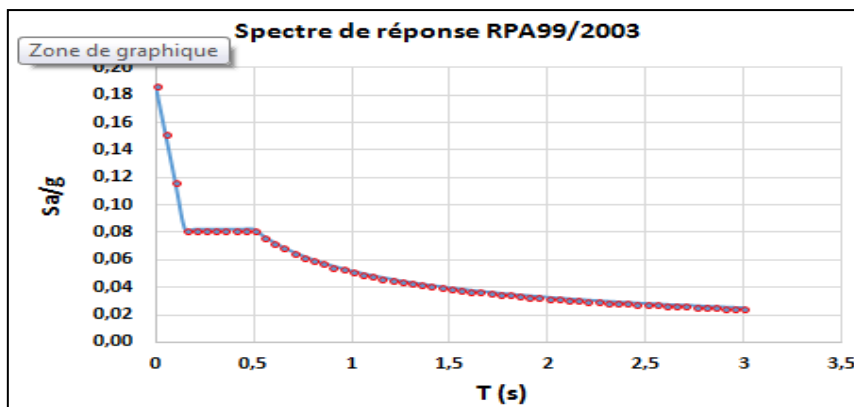


Figure (IV-2) : Courbe du spectre de réponse.

IV -6-Les vérifications les plus importantes :**IV -6-1-Participation modale :**

IL faut que les masses doit participe avec 90%.

- présentation des modes :

Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec			
1	0,942	0,7133	0	0
2	0,787	0,7133	0,6833	0,0022
3	0,268	0,7133	0,6856	0,6739
4	0,214	0,8654	0,6856	0,6739
5	0,17	0,8654	0,8668	0,6741
6	0,118	0,8654	0,867	0,8618
7	0,091	0,9288	0,867	0,8618
8	0,069	0,9288	0,9353	0,8619

Tableau (IV-1) : Les modes, les périodes et la participation modale

IV -6-2-Vérification de l'excentricité :

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

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	Dx	Dy	ex	ey
		(m)	(m)	(m)	(m)				
RDC	D1	17,6994	11,7003	17,8219	11,7	28,4	23,4	0,43%	0,00%
Etage 1	D2	17,6989	11,7	17,8766	11,7	28,4	23,4	0,63%	0,00%
Etage 2	D3	17,6998	11,7	17,9052	11,7	28,4	23,4	0,72%	0,00%
Etage 3	D4	17,7006	11,7	17,926	11,7	28,4	23,4	0,79%	0,00%
Etage 4	D5	17,7006	11,7	17,9429	11,7	28,4	23,4	0,85%	0,00%
Etage 5	D6	17,6996	11,7	17,9584	11,7	28,4	23,4	0,91%	0,00%
Etage 6	D7	17,6988	11,7	17,9737	11,7	28,4	23,4	0,97%	0,00%
Etage 7	D8	17,6989	11,7	17,9896	11,7	28,4	23,4	1,02%	0,00%
Etage 8	D9	17,6989	11,7	18,0021	11,7	28,4	23,4	1,07%	0,00%

Tableau (IV-2) : Les centres des masses et de rigidité.

IV- 6-3-Vérification de l'effort tranchant dans la base :

IL faut que :

$$V_{dy} \geq 0.8 * V_{st}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$V_{x_{st}} = 877,8922 \text{ KN}$$

$$V_{y_{st}} = 498,6636 \text{ KN}$$

$$V_{x_{dy}} = 2595,5324 \text{ KN}$$

$$V_{y_{dy}} = 2751,8182 \text{ KN}$$

$$V_{x_{dy}} = 2595.536 \geq 0.8 * 877.8922 \Rightarrow V_{x_{dy}} = 2595.536 > 702.3138 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$V_{y_{dy}} = 2751.8182 \geq 0.8 * 498.6636 \Rightarrow V_{y_{dy}} = 2751.8182 > 398.93301 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV-6-4-Vérifications des déformations :

IV-6-4-1- Vérification des déplacements inter-étages :

$$\Delta_k \leq 1\% H_{\text{etage}}$$

Avec : Δ_k : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

Story	Drift	R	Drift kx	Verification
Etage 8	0,000711	5	0,36%	Ok
Etage 7	0,000859	5	0,43%	Ok
Etage 6	0,000979	5	0,49%	Ok
Etage 5	0,001047	5	0,52%	Ok
Etage 4	0,001074	5	0,54%	Ok
Etage 3	0,001034	5	0,52%	Ok
Etage 2	0,000896	5	0,45%	Ok
Etage 1	0,00067	5	0,34%	Ok
RDC	0,000301	5	0,15%	Ok

Tableau (IV-3) : Déplacements inter-étages sens X-X

Story	Drift	R	Drift kx	Verification
Story8	0,000926	5	0,46%	Ok
Story7	0,000978	5	0,49%	Ok
Story6	0,001007	5	0,50%	Ok
Story5	0,001004	5	0,50%	Ok
Story4	0,00097	5	0,49%	Ok
Story3	0,000887	5	0,44%	Ok
Story2	0,000741	5	0,37%	Ok
Story1	0,000538	5	0,27%	Ok
RDC	0,000238	5	0,12%	Ok

Tableau (IV-4) : Déplacements inter-étages sens Y-Y.

IV-6-4-2-vérification du déplacement au sommet :

$$\delta_K \leq 1\% H_{totale}$$

Avec :

δ_K : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

	δ	R	$\delta \cdot R$	H (m)	%	
DEP max X	22,919	5	114,595	27,54	0,42%	<1% vérifié

Tableau (IV-5) : Déplacement maximum sens X-X

	δ	R	$\delta \cdot R$	H (m)	%	
DEP max Y	20,889	5	104,445	27,54	0,38%	<1% vérifié

Tableau (IV-6) : Déplacement maximum sens Y-Y

IV-6-5-Vérification de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{(P_K \cdot \Delta_K)}{(V_K \cdot H_K)} \leq 0.1$$

Avec :

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

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 de l'étage « k ».

Sens X-X :

Story	Height	VX	Dead	Live	B	Pk	Average	Δk_x	R	Δk	$\theta_x < 0,1$	Majoration factor
	(mm)	(Bottom)	(Top)	(Top)								
		(kN)	P (KN)	P (KN)		(KN)	(mm)	(mm)		(mm)		
Story8	3060	654,2843	4960,9368	626,16	0,20	5086,17	22,919	2,125	5	10,625	0,027	1
Story7	3060	1094,1699	10853,871	1629,2725	0,20	11179,73	20,794	2,57	5	12,85	0,043	1
Story6	3060	1450,6665	16722,5802	2632,385	0,20	17249,06	18,224	2,943	5	14,715	0,057	1
Story5	3060	1743,6898	22580,9019	3635,4975	0,20	23308,00	15,281	3,164	5	15,82	0,069	1
Story4	3060	1991,7541	28538,2911	4638,61	0,20	29466,01	12,117	3,262	5	16,31	0,079	1
Story3	3060	2202,6733	34495,6803	5641,7225	0,20	35624,02	8,855	3,149	5	15,745	0,083	1
Story2	3060	2374,7789	40438,782	6644,835	0,20	41767,75	5,706	2,735	5	13,675	0,079	1
Story1	3060	2506,354	46548,2712	7647,9475	0,20	48077,86	2,971	2,049	5	10,245	0,064	1
RDC	3060	2595,5324	52657,7604	8667,62	0,20	54391,28	0,922	0,922	5	4,61	0,032	1

Tableau (IV-7) : L'effet P- Δ sens XX

Sens Y-Y :

Story	Height	Vy (Bottom)	Dead (Top)	Live (Top)	B	Pk (KN)	Average (mm)	Δk_y (mm)	R	Δk (mm)	$\theta_y < 0,1$	Majoration factor
	(mm)	(kN)	P (KN)	P (KN)								
Story8	3060	721,0868	4960,9368	626,16	0,20	5086,17	20,889	2,631	5	13,155	0,030	1
Story7	3060	1184,7894	10853,871	1629,2725	0,20	11179,73	18,258	2,776	5	13,88	0,043	1
Story6	3060	1547,2932	16722,5802	2632,385	0,20	17249,06	15,482	2,869	5	14,345	0,052	1
Story5	3060	1853,0355	22580,9019	3635,4975	0,20	23308,00	12,613	2,873	5	14,365	0,059	1
Story4	3060	2110,2313	28538,2911	4638,61	0,20	29466,01	9,74	2,785	5	13,925	0,064	1
Story3	3060	2322,6592	34495,6803	5641,7225	0,20	35624,02	6,955	2,557	5	12,785	0,064	1
Story2	3060	2498,7379	40438,782	6644,835	0,20	41767,75	4,398	2,141	5	10,705	0,058	1
Story1	3060	2645,6944	46548,2712	7647,9475	0,20	48077,86	2,257	1,561	5	7,805	0,046	1
RDC	3060	2751,8182	52657,7604	8667,62	0,20	54391,28	0,696	0,696	5	3,48	0,022	1

Tableau (IV-8) : L'effet P- Δ sens YY**IV-6-6-Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculée par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai

IL faut que :

$$\frac{M_s}{M_{renversement}} \geq 1.5$$

	Mstab	Mrenv	CS
Sens X	-949018,57	43970,0743	0,046
Sens Y	627257,115	48100,9476	0,077

Tableau (IV-9) : Vérification au renversement.

IV-7-Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre structure est correctement dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs. et ainsi que la position au mieux des voiles de contreventement

CHAPITRE V

Etude des éléments Structuraux

V-1-introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poutres, les poteaux et les voiles.

V-2-ferraillage des poutres:

V-2-1- Ferrailage des poutres principales :

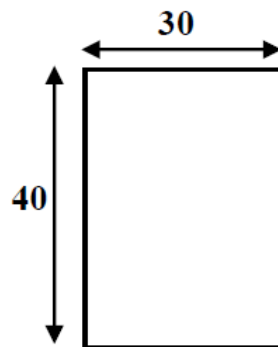


Figure (V-1) : Section de la poutre principale.

➤ **Présentation des sollicitations : (ELS)**

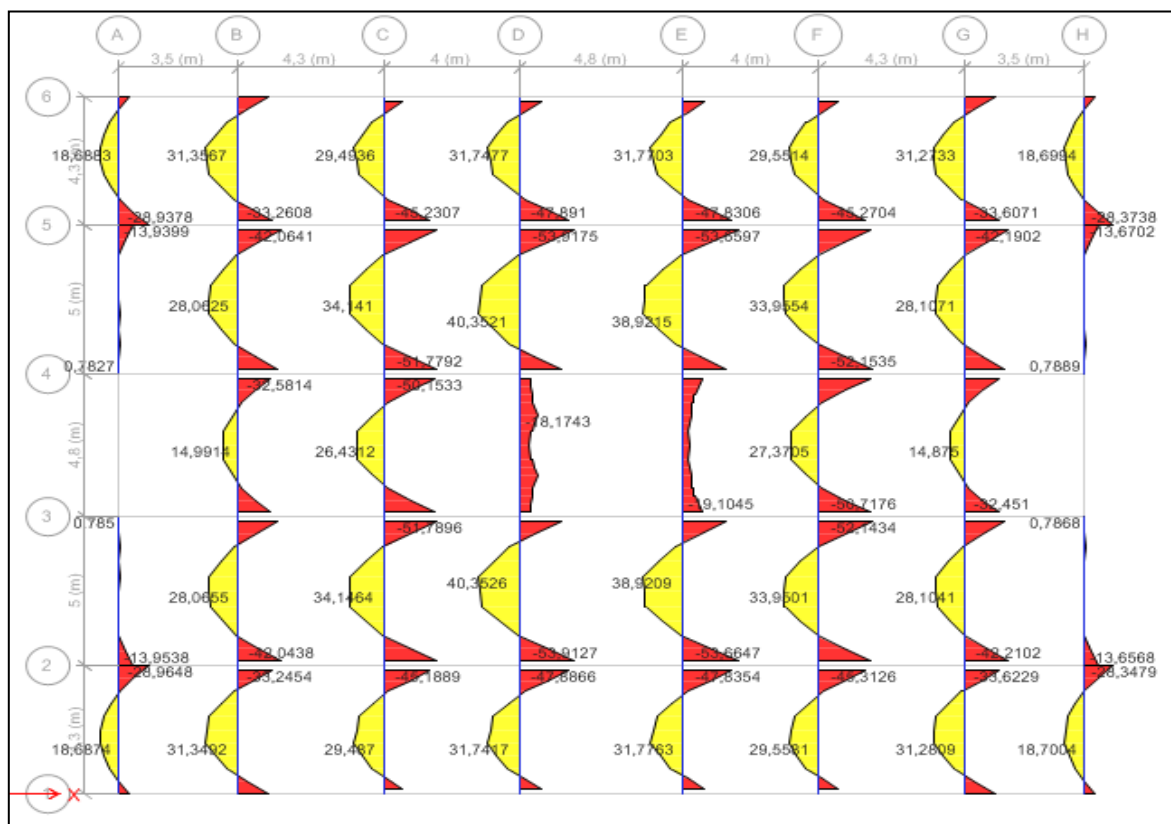


Figure (V-2) : Moment fléchissant des poutres principales (ELS)

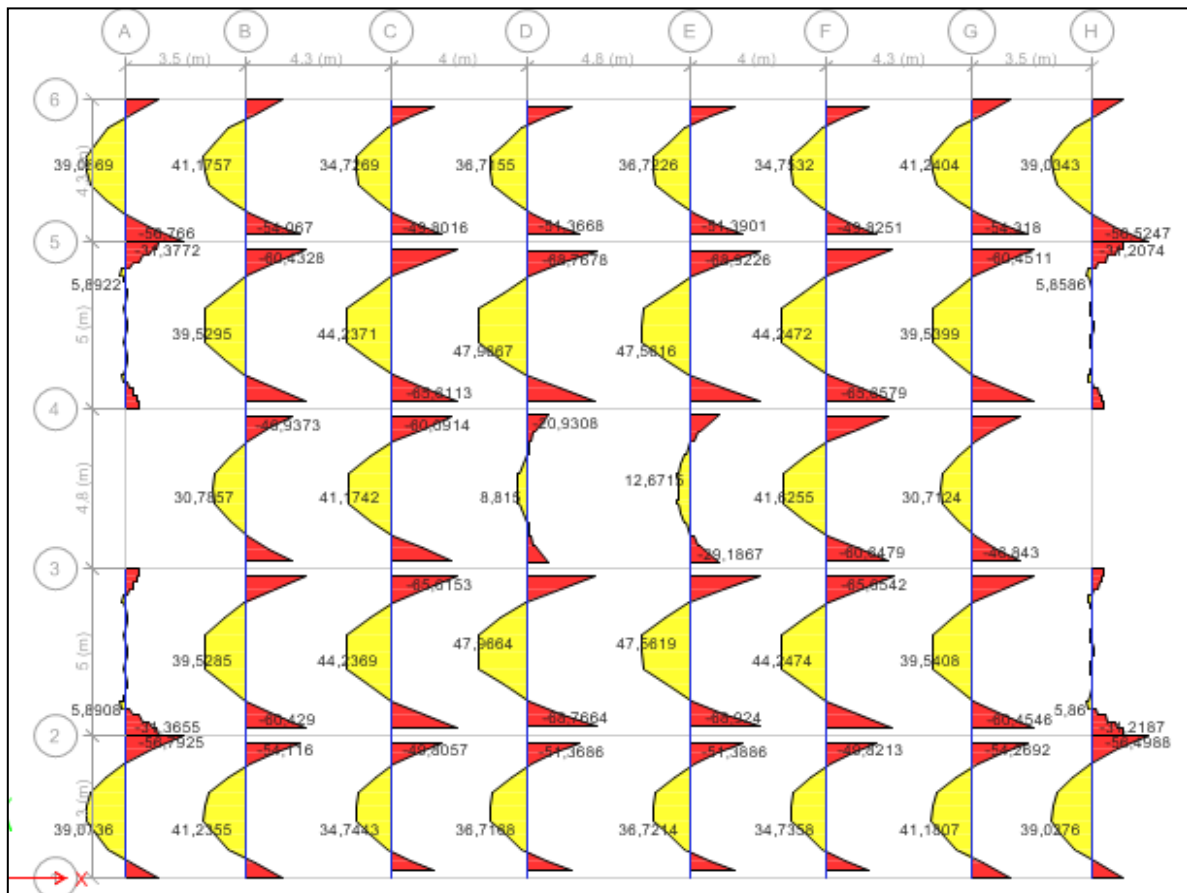


Figure (V-3) : Moment fléchissant des poutres principales (ELU)

a) Armatures Longitudinales :

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau (V-1) : ferrailage longitudinale des poutres principales

Etages	Zone	M ELU (KN.m)	As (cm ²)	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	L (m)	f (mm)	\bar{f}_{adm} (mm)	As adopte	armatures
Etages courant + terrasse	appuis	51.25	4.2	-47.98	7.3	7.4	15	4.3	4.4	8.6	8.01	3HA14+3HA12
	Travée	44	3.6	31.77	4.7	5.8					6.16	4HA14
	appuis	76.51	6.4	-53.91	8.3	8		4	4.7	8	9.24	6HA14
	Travée	52.01	4.2	40.35	6.1	6.7					6.16	4HA14
	appuis	74.39	6.2	-50.71	7.7	7.7		4.8	5.1	9.6	7.7	5HA14
	Travée	42.44	3.4	30.24	4.5	5.6					4.62	3HA14
	appuis	74.39	6.2	-50.71	7.7	7.7		4	4.7	8	7.7	5HA14
	travée	52.01	4.2	40.35	6.1	6.7					6.16	4HA14
	appuis	76.51	6.4	-53.91	8.3	8		4.3	4.4	8.6	9.24	6HA14
	travée	44	3.6	31.77	4.7	5.8					6.16	4HA14
appuis	51.25	4.2	-47.98	7.3	7.4	8.01	3HA14+3HA12					

- Section minimale (RPA) :

$$A_{\min} = 0,5\% * b * h = 0,5\% \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

- Section maximale (RPA) :

En travée :

$$A_{\max} = 4\% * b * h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{\max} = 6\% * b * h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

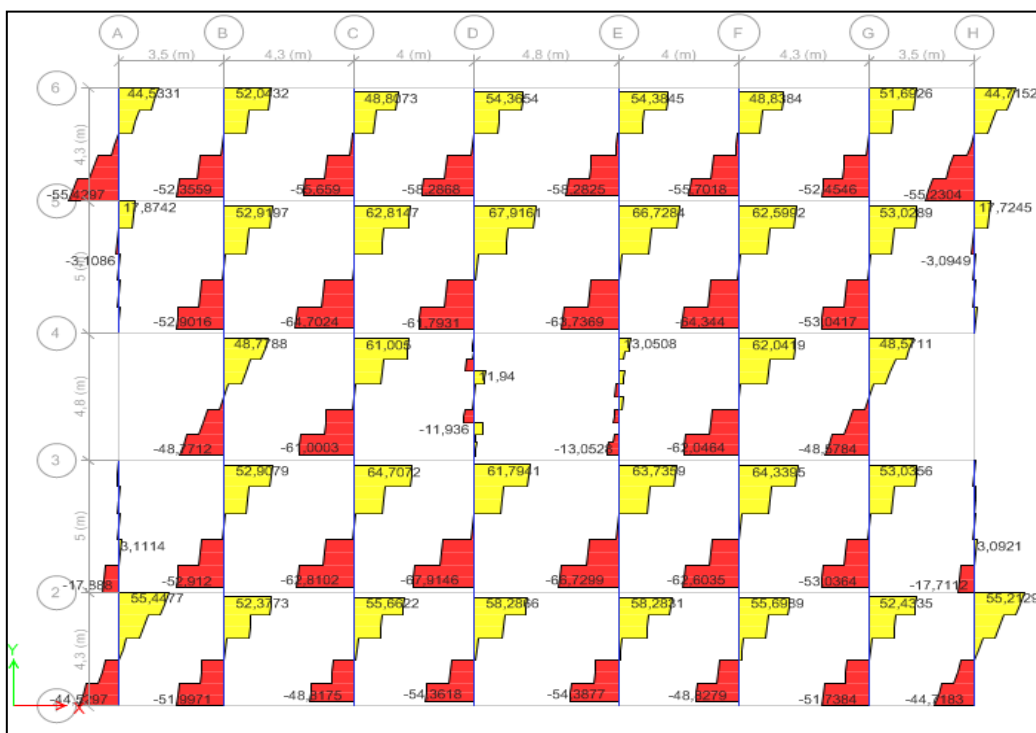


Figure (V-4) : Effort tranchant des poutres principales

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 * 25}{1,5}; 5 \right) = \min (3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$V_u = 67,91 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{67,91 * 1000}{300 * 0,9 * 400} \Rightarrow \tau_u = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b) Armatures transversale :

- L'espacement d'armatures transversales :

- Zone nodale :

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$L' = 2h = 2 \times 40 \Rightarrow L' = 80 \text{ cm}$$

Espacement

$$S = \min (h/4 ; 12 \varnothing) = \min (40/4 ; 12 \times 1.2) = \min (10, 14.4) \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

On adopte : **HA8 espacement 10**

- Zone courante :

Espacement :

$$S' = h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } S' = 20 \text{ cm}$$

- Recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : **40 Ø**

Donc : $L = 40 \times 1.2 \Rightarrow L = 48 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage :

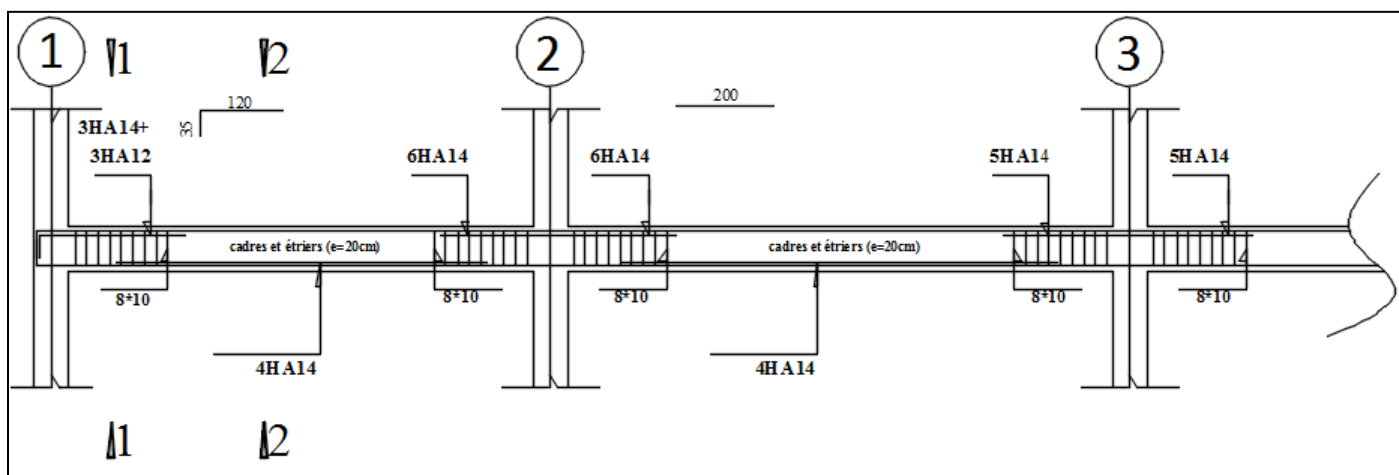


Figure (V-5) : Ferrailage des poutres principale

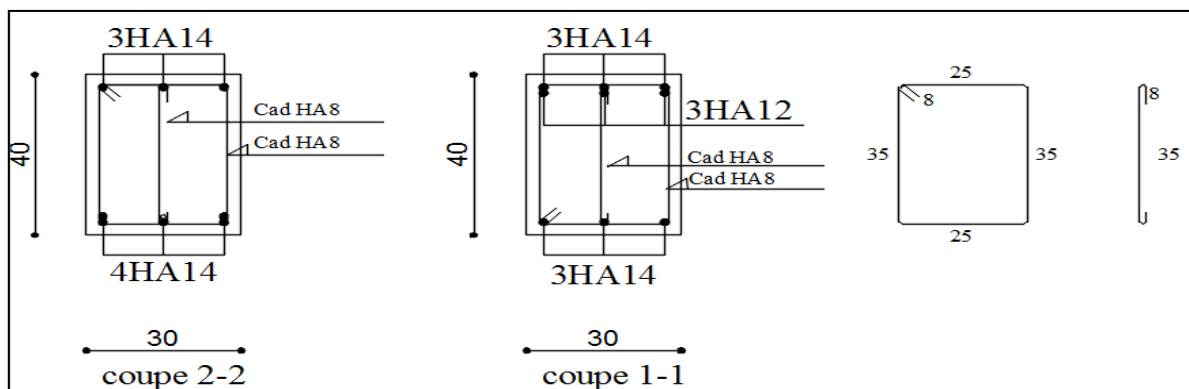


Figure (V-6) : Les coupes des poutres principale

V-2-2- Ferrailage des poutres secondaires :

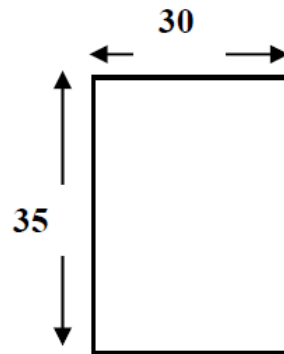


Figure (V-7) : Section de la poutre secondaire.

• **Présentation des sollicitations :**

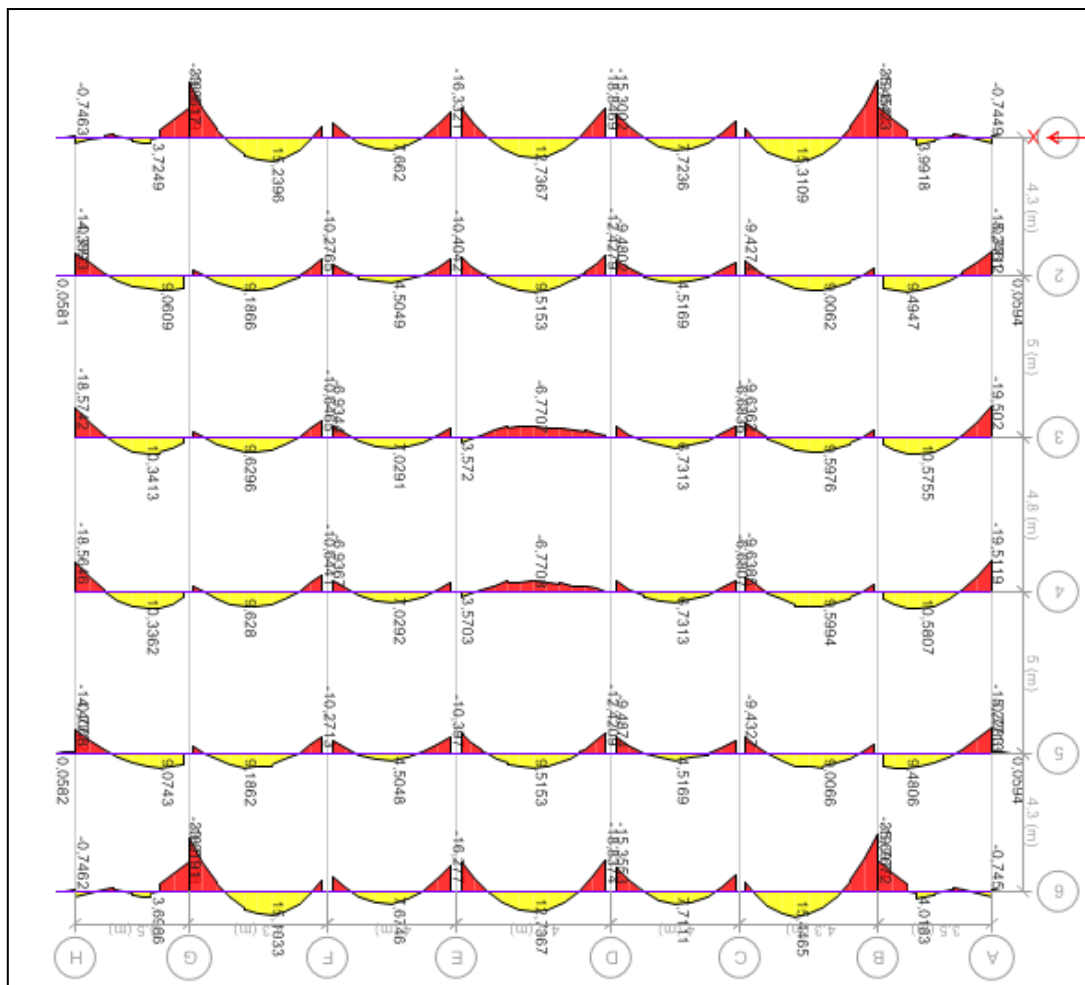


Figure (V-8) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELS)

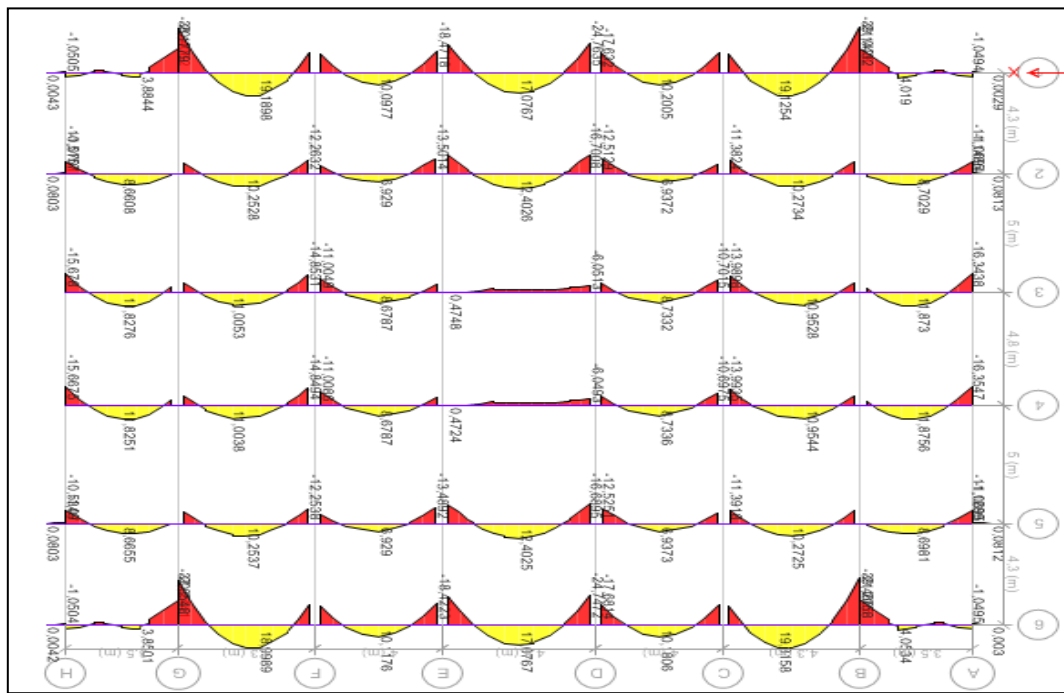


Figure (V-9) : Moment fléchissant des poutres secondaires(ELU)

a) Armatures Longitudinales :

Etages	Zone	MELU (KN.m)	As (cm ²)	MELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	L (m)	f (mm)	\bar{f}_{adm} (mm)	As adopte	armatures
RDC + Etage1 + Etage2 + Etage 3	appuis	12.60	1.1	-12.09	2	1.9	15	3.5	0.8	7	3.39	3HA12
	travée	12.47	1.1	8.75	1.5	1.4					3.39	3HA12
	appuis	40.91	3.9	-30.24	5.3	6.7		4.3	2.3	8.6	5.65	5HA12
	travée	19.77	1.8	13.79	2.3	4.2					3.39	3HA12
	appuis	28.33	2.6	-17.71	3	4.8		4	0.9	8	3.39	3HA12
	travée	10.35	1.1	7.58	1.2	1.2					3.39	3HA12
	appuis	25.26	2.3	-18.31	3.1	4.9		4.8	2.1	9.6	3.39	3HA12
	travée	18.03	1.7	12.56	2.1	2					3.39	3HA12
	appuis	25.26	2.3	-18.31	3.1	4.9		4	0.9	8	3.39	3HA12
	travée	10.35	1.1	7.58	1.2	1.2					3.39	3HA12
	appuis	28.33	2.6	-17.71	3	4.8		4.3	2.3	8.6	3.39	3HA12
	travée	19.77	1.8	13.79	2.3	4.2					3.39	3HA12
	appuis	40.91	3.9	-30.24	5.3	6.7		3.5	0.8	7	5.65	5HA12
	travée	12.47	1.1	8.75	1.5	1.4					3.39	3HA12
appuis	12.60	1.1	-12.09	2	1.9	3.39	3HA12					

Tableau (V-2) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 1.

Etages	Zone	M ELU (KN.m)	As (cm ²)	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	L (m)	f (mm)	\bar{f}_{adm} (mm)	A _s adopte	armatures
Etage4 + Etage 5 + Etage 6 + Etage 7	appuis	24.88	2.3	-19.63	3.3	5.1	15	3.5	1	7	3.39	3HA12
	travée	15.46	1.4	10.61	1.8	1.7					3.39	3HA12
	appuis	54.82	5.3	-38.01	6.7	7.7		4.3	2.6	8.6	3.39	3HA12
	travée	21.19	2	15.15	2.6	4.3					3.39	3HA12
	appuis	17.48	1.6	-10.40	1.7	1.6		4	1	8	3.39	3HA12
	travée	10.70	1.1	7.79	1.3	1.2					3.39	3HA12
	appuis	26.47	2.5	-18.96	3.2	5		4.8	2.2	9.6	3.39	3HA12
	travée	18.12	1.7	12.74	2.1	2					3.39	3HA12
	appuis	26.47	2.5	-18.96	3.2	5		4	1	8	3.39	3HA12
	travée	10.70	1.1	7.79	1.3	1.2					3.39	3HA12
	appuis	17.48	1.6	-10.40	1.7	1.6		4.3	2.6	8.6	3.39	3HA12
	travée	21.19	2	15.15	2.6	4.3					3.39	3HA12
	appuis	54.82	5.3	-38.01	6.7	7.7		3.5	1	7	6.79	6HA12
	travée	15.46	1.4	10.61	1.8	1.7					3.39	3HA12
appuis	24.88	2.3	-19.63	3.3	5.1	3.39	3HA12					

Tableau (V-3) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 2.

Etage	Zone	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	L (m)	f (mm)	\bar{f}_{adm} (mm)	A _s adopte	Armatures
Terrasse	appuis	9.25	1.1	-8.77	1.5	1.4	15	3.5	0.6	7	3.08	2HA14
	travée	12.48	1.1	6.84	1.1	1.1					2.26	2HA12
	appuis	34.12	3.2	-23.57	4.1	5.7		4.3	1.5	8.6	5.34	2HA14+
	travée	17.85	1.6	11.37	1.9	1.4					2.26	2HA12
	appuis	15.78	1.4	-10.48	1.7	0.5		4	0.8	8	3.08	2HA14
	travée	8.79	1.1	7.39	1.2	1.2					2.26	2HA12
	appuis	17.49	1.6	-12.11	2	1.9		4.8	1.5	9.6	3.08	2HA14
	travée	14.42	1.3	8.48	1.4	1.4					2.26	2HA12
	appuis	17.49	1.6	-12.11	2	1.9		4	0.8	8	3.08	2HA14
	travée	8.79	1.1	7.39	1.2	1.2					2.26	2HA12
	appuis	15.78	1.4	-10.48	1.7	1.7		4.3	1.5	8.6	3.08	2HA14
	travée	17.85	1.6	11.37	1.9	1.8					2.26	2HA12
	appuis	34.12	3.2	-23.57	4.1	5.7		3.5	0.6	7	5.34	2HA14+
	travée	12.48	1.1	6.84	1.1	1.1					2.26	2HA12
appuis	9.25	1.1	-8.77	1.5	1.4	3.08	2HA14					

Tableau (V-4) : Ferrailage longitudinale de poutre secondaire 3.

- Section minimale (RPA) :

$$A_{\min} = 0,5\% * b * h = 0,5\% \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Section maximale (RPA) :

En travée :

$$A_{\max} = 4\% * b * h = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{\max} = 6\% * b * h = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

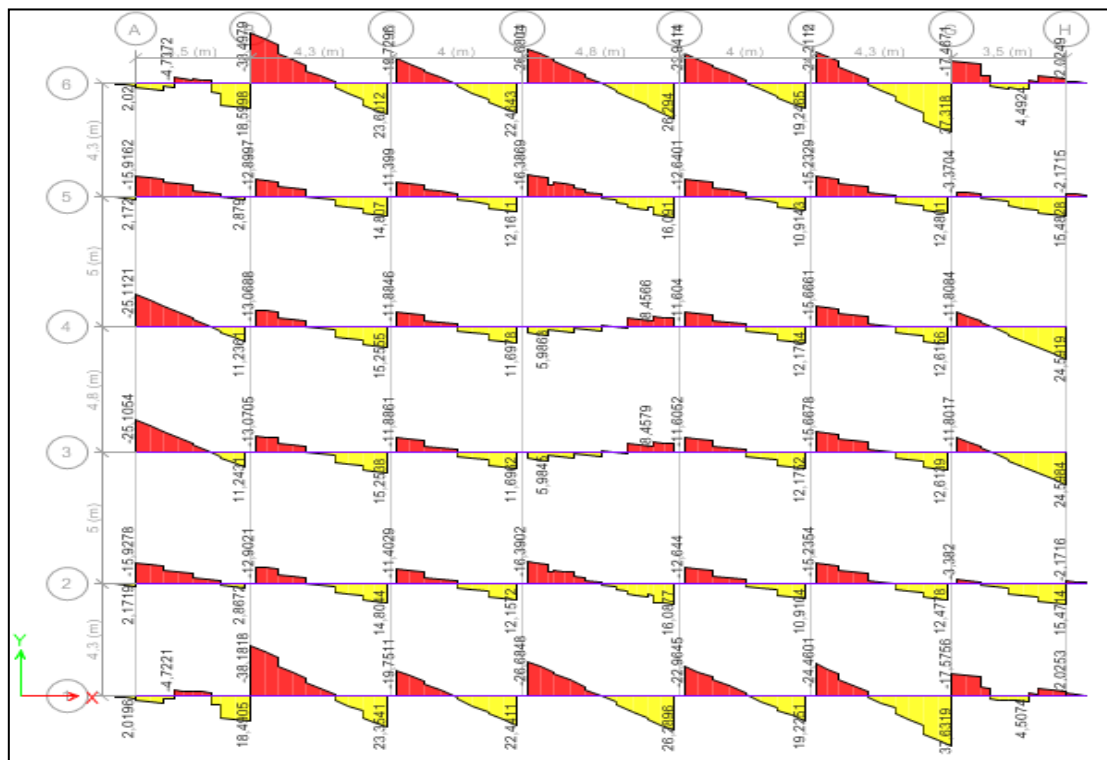


Figure (V-10) : Effort tranchant des poutres secondaires (ELU)

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 * 25}{1,5}; 5 \right) = \min (3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 38,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{38,49 * 1000}{300 * 0,9 * 350} \Rightarrow \tau_u = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

b) Armatures transversale :

- L'espaceur d'armatures transversales :
 - Zone nodale :

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$L' = 2h = 2 \times 35 \Rightarrow L' = 70 \text{ cm}$$

Espaceur

$$S = \min (h/4 ; 12 \varnothing) = \min (35/4 ; 12 \times 1.2) = \min (8.75, 14.4) = 8.78 \text{ cm} \quad \text{on prend } S = 10 \text{ cm}$$

On adopte : **HA8** espaceur **10**

- Zone courante :

Espaceur :

$$S' = h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } S' = 15 \text{ cm}$$

- Recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : **40 Ø**

Donc : $L = 40 \times 1.2 \Rightarrow L = 48 \text{ cm}$

Remarque :

On n'observe que ferrailage dans ELS plus grande qu'ELU

- **Schéma de ferrailage :**

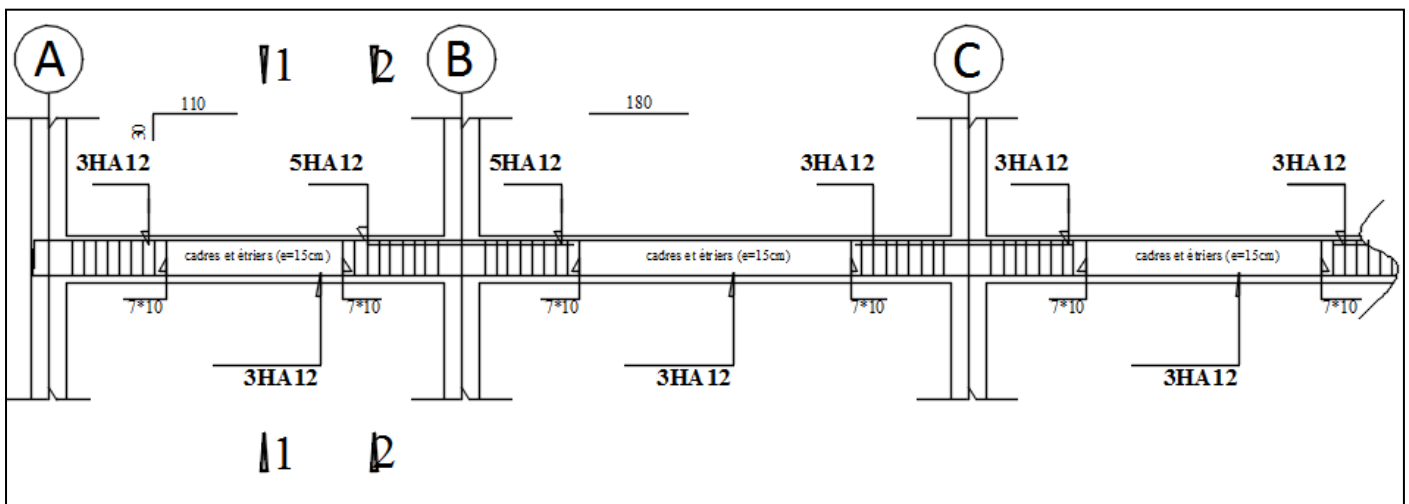


Figure (V-11) : Ferrailage des poutres secondaire.

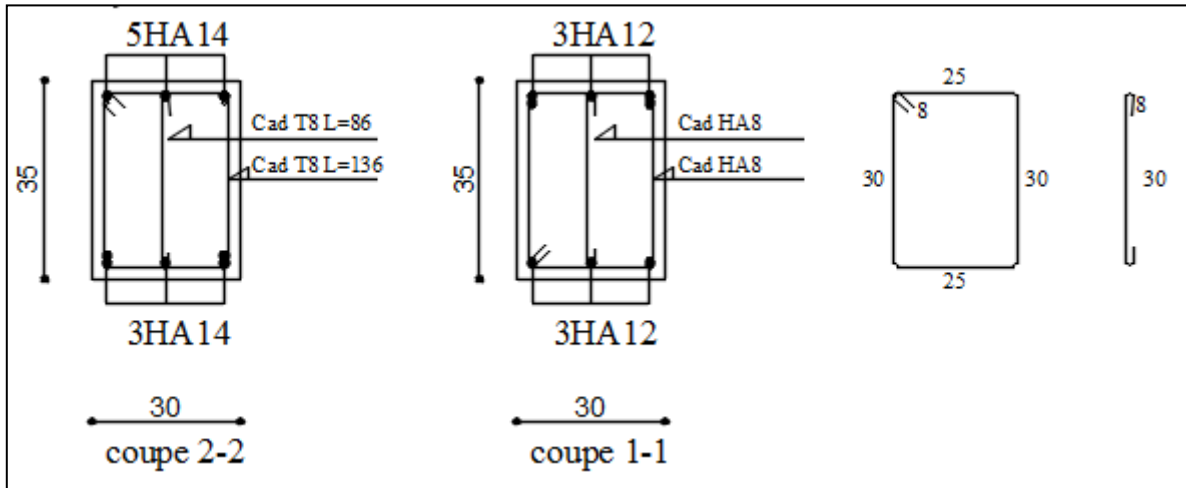


Figure (V-12) : Les coupes des poutres secondaire.

V-3-Ferraillage des voiles :

Le calcul de section des armatures verticales se fait par une bande de 1 m.

Voiles 1:

- **Présentation des sollicitations : (0.8G+E_y)**

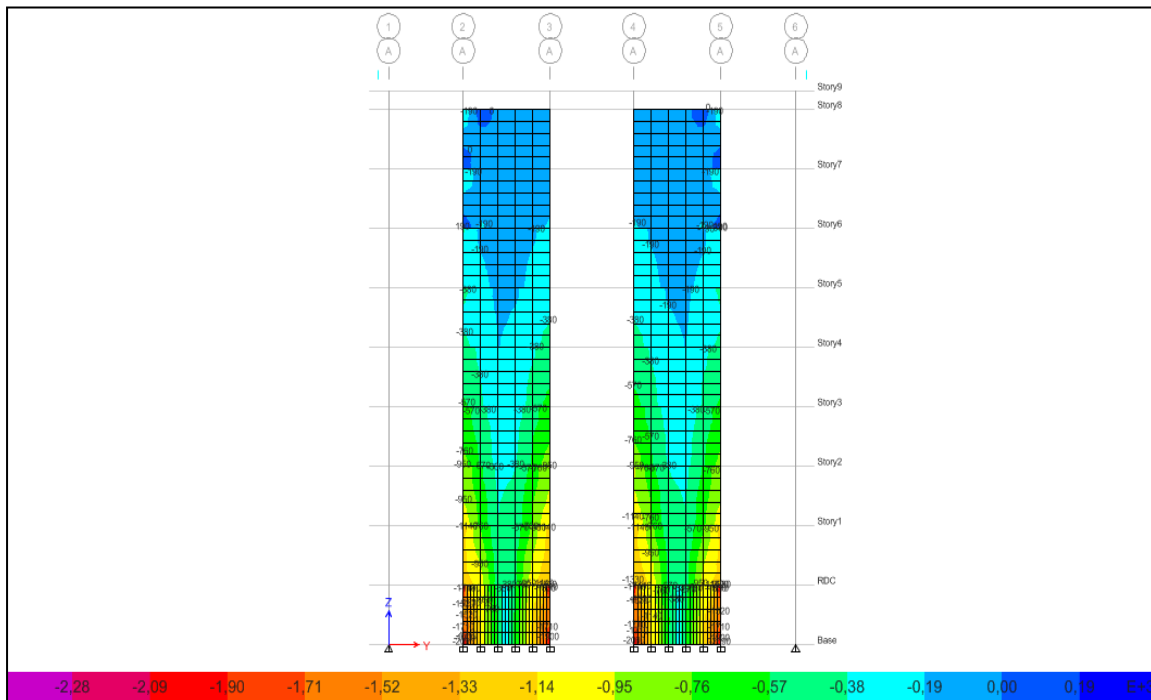


Figure (V-13) : Effort normale des voiles (0.8G+E_y)

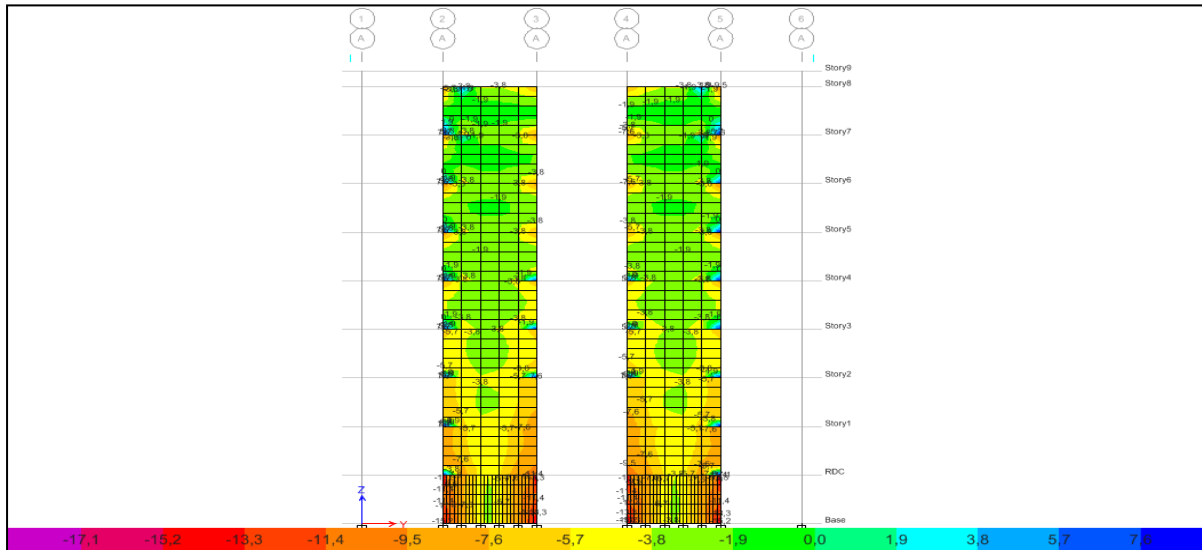


Figure (V-14) : Contrainte de compression de béton (G+Q+Ey)

a) Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts, elles sont disposées en deux nappes parallèles.

Etage	Bande 1				Bande 2			Bande 3		
	Effort (KN)	As (cm ²)	A _{Sadop}		Effort (KN)	As (cm ²)	A _{Sadop}	Effort (KN)	As (cm ²)	A _{Sadop}
			Voile	Raidisseur						
RDC	1428	35.7	10HA16	8HA16	884	22.1	12HA16	358	8.95	8HA16
Etage 1	1098	27.45	10HA16	4HA16	750	18.75	12HA14	501	12.53	8HA16
Etage 2	863	21.58	10HA16	4 HA14	587	16.68	12HA14	396	9.9	8HA14
Etage 3	657	16.43	10HA12	4 HA14	460	11.5	12HA12	318	7.95	8HA12
Etage 4	447	11.93	10HA12	4 HA12	343	8.58	12HA12	247	6.18	8HA12
Etage 5	343	8.85	10HA12	4 HA12	250	6.25	12HA12	188	7.2	8HA12
Etage 6	235	5.88	10HA12	4 HA12	174	4.35	12HA12	135	3.38	8HA12
Etage 7	156	3.9	10HA12	4 HA12	112	2.8	12HA12	87	2.18	8HA12
Etage 8	96	1.73	10HA12	4 HA12	50	1.25	12HA12	37	0.93	8HA12

Tableau (V-5) : Ferrailage verticale des voiles

- Calcul des armatures :

N=1428 KN

γ_s=1 (ELA)

$f_e=400$ MPa

$A_s = \frac{N}{f_e \cdot \gamma_s} = \frac{1428 \cdot 1000}{400} = 3570 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_s = 35.70 \text{ cm}^2$ On adopte: **18HA16=36.19cm²**

b)-armatures horizontale :

Les armatures de répartitions :

$A_{st} = \frac{A_s}{4} = \frac{35.70}{4} = 8.9 \text{ cm}^2$

Pour une seul nappe :

$A_{st} = \frac{8.9}{2} = 4.45 \text{ cm}^2$ On adopte **6HA10** espacement **esp=20cm**.

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$\sigma_b \leq \bar{f}_{bu}$

$\bar{f}_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 18,48 \text{ M.Pa}$

$\sigma_b = 10.48 \text{ MPa} < \bar{f}_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$vérifier

Voiles 2 :

- **Présentation des sollicitations :**

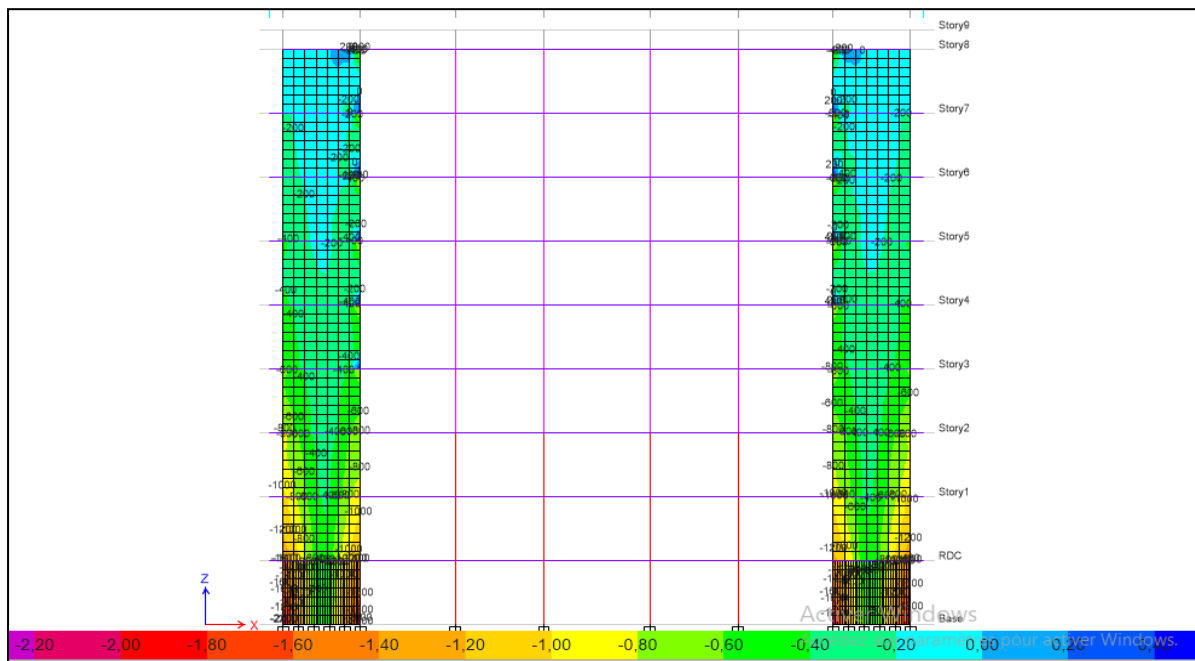


Figure (V-15) : Effort normale des voiles (0.8G+Ex)

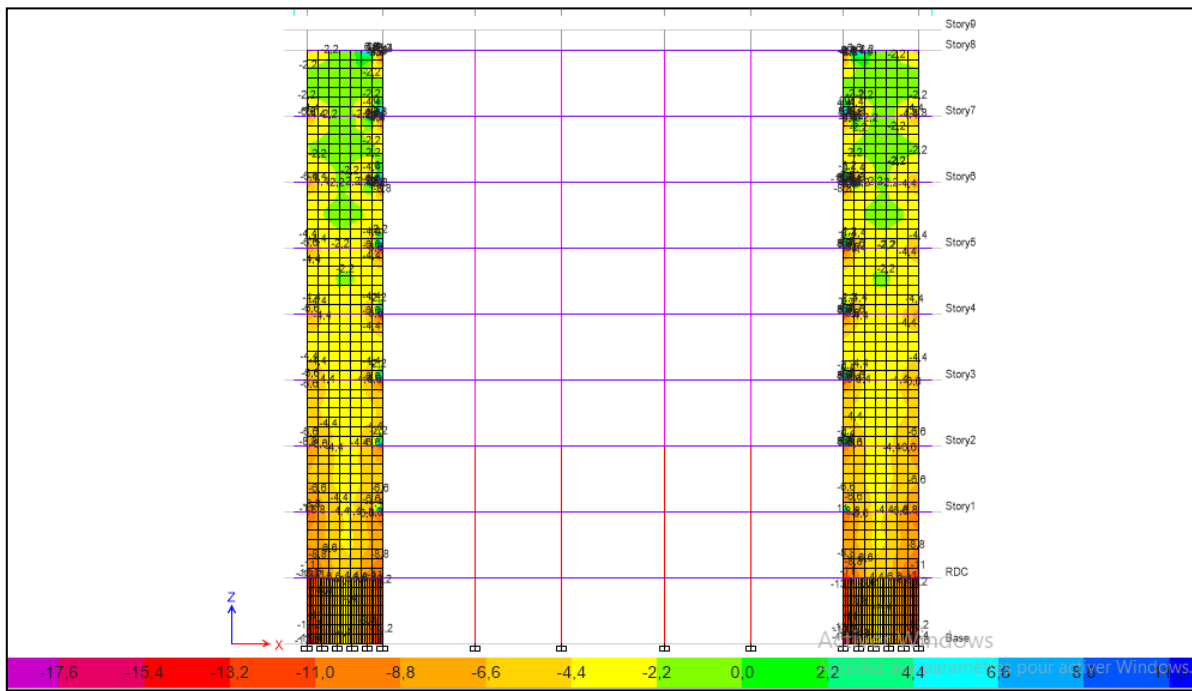


Figure (V-16) : Contrainte de compression de béton (G+Q+Ex)

a)-Armatures verticales :

Etage	Bande 1				Bande 2		
	Effort (KN)	As (cm ²)	A _{S_{adop}}		Effort (KN)	As (cm ²)	A _{S_{adop}}
			Voile	Raidisseur			
RDC	1374	34.35	10HA16	8HA16	614	15.35	10HA14
Etage 1	991	24.78	10HA16	4HA16	504	12.6	10HA14
Etage 2	743	18.58	10HA12	4HA16	414	10.35	10HA12
Etage 3	556	13.9	10HA12	4HA12	336	8.4	10HA12
Etage 4	418	10.45	10HA12	4HA12	266	6.65	10HA12
Etage 5	340	8.5	10HA12	4HA12	206	5.15	10HA12
Etage 6	272	6.8	10HA12	4HA12	156	3.9	10HA12
Etage 7	207	5.18	10HA12	4HA12	98	2.45	10HA12
Etage 8	89.36	2.23	10HA12	4HA12	40	1	10HA12

Tableau (V-6) : ferrailage verticale des voiles.

- Calcul des armatures :

N=1374 KN

$\gamma_s=1$ (ELA)

$f_e=400$ MPa

$$A_s = \frac{N}{f_e \cdot \gamma_s} = \frac{1374 \cdot 1000}{400 \cdot 1} = 3435 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_s = 34.35 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte: } 18\text{HA}16 = 36.19 \text{ cm}^2$$

$S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courante

b) armatures transversale :

On adopte HA8 espacement $esp=20\text{cm}$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{f}_{bu}$$

$$\bar{f}_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9.67 \text{ MPa} < \bar{f}_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

- **Schéma de ferrailage :**

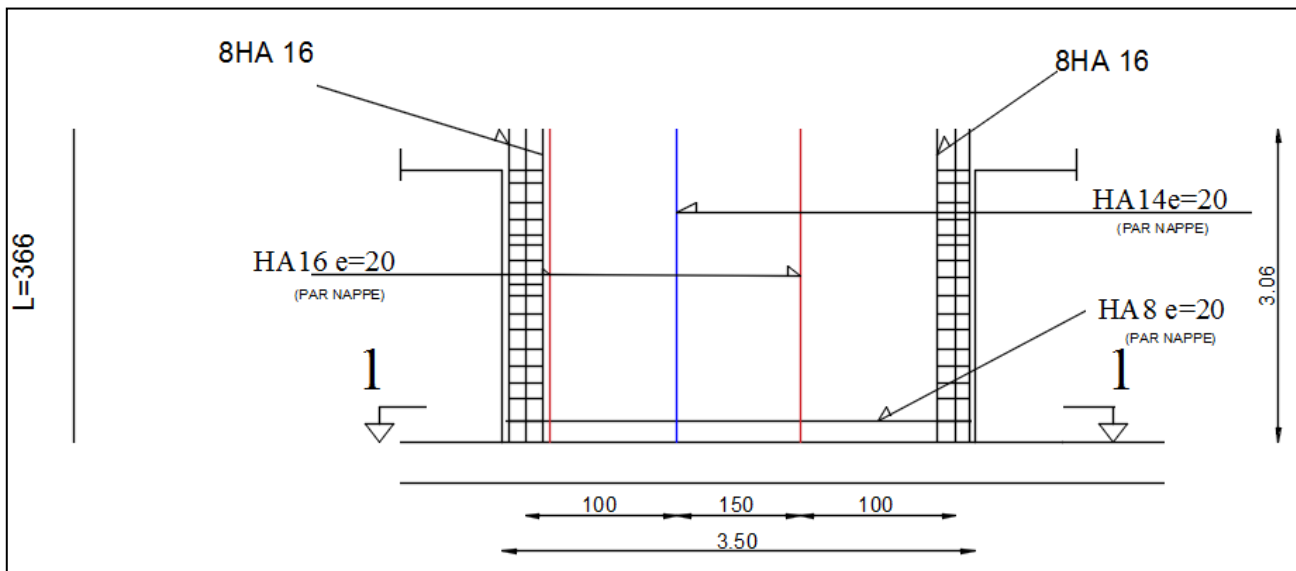


Figure (V-17) : Ferrailage des voiles

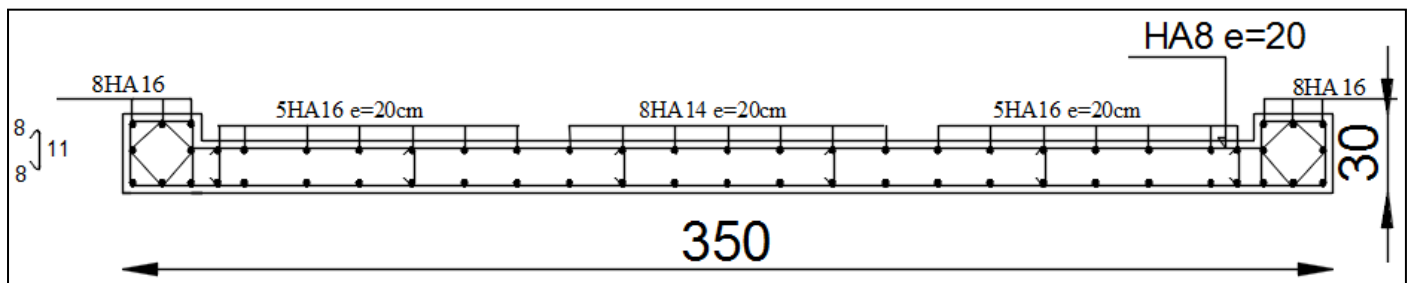


Figure (V-18) : Coupe des voiles

V-4-ferrailage des poteaux:

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal N et du moment fléchissant M donnés par les combinaisons les plus défavorables, et si on trouve que le moment fléchissant est très faible par rapport à l'effort normal on adopte le ferrailage minimum de RPA parce que la quantité d'armatures sera plus importante comme nous allons voir dans notre cas.

- **présentation des sollicitations :**

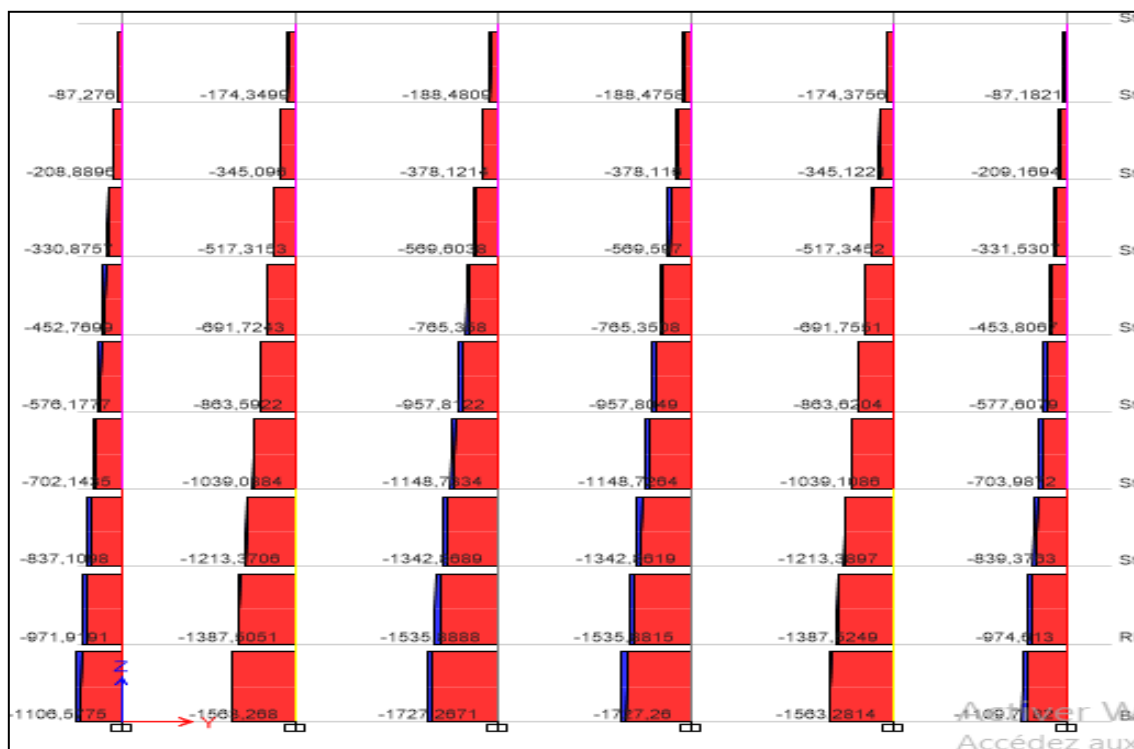


Figure (V-19) : Effort normale (G+Q+Ey)

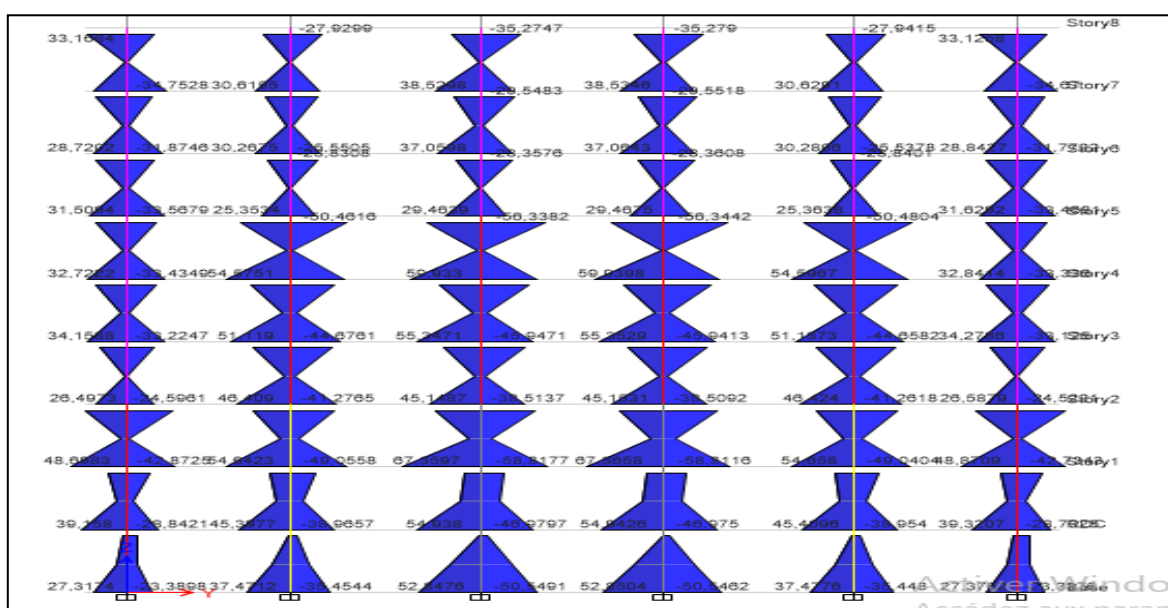


Figure (V-20) : Moment fléchissant (G+Q+Ey)

- **Méthode de calcul :**

Selon RPA le ferrailage de poteau dans la zone IIa de fait comme suit :

$A_{min} = 0.8\%$ du la section de poteau

L_{min} de recouvrement $40 \varnothing$

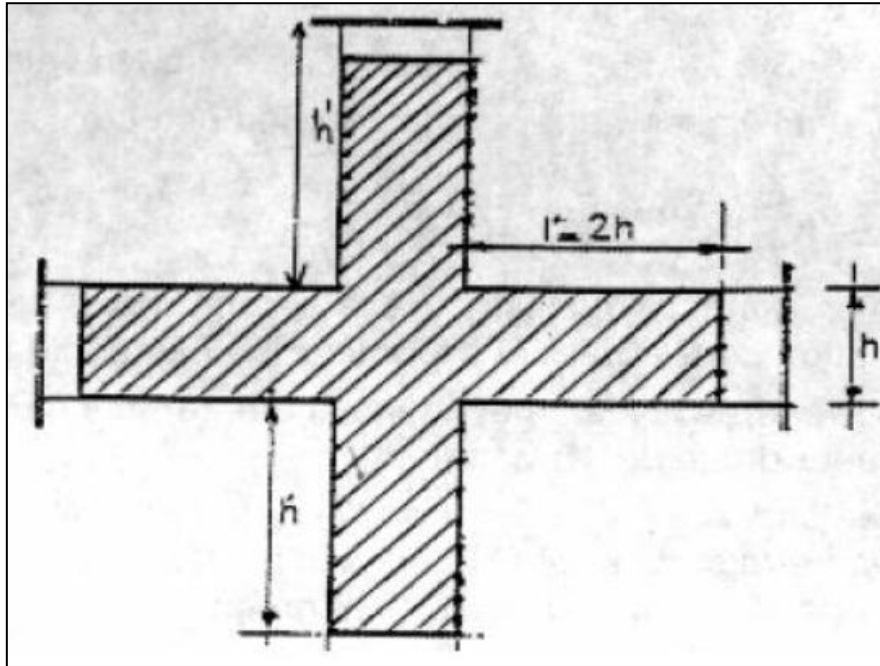


Figure (V-21) : Disposition constructive des poteaux

- **Zone nodale :**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \right)$$

- **Espacement :**

Espacement max : 25cm

Dans la zone nodale : $t \leq (10 \varnothing ; 15\text{cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\varnothing$

a) Ferrailage longitudinales :

Exemple de calcul

Poteau (30*30):

$A_{min} = 0.8\% * 30 * 30 = 7.2\text{cm}^2$ on adopte **4HA16**

Section	Etage (m)	As min (cm ²)	As adopté (cm ²)	armatures	L_{rec} (cm)	h' (cm)	t (cm)	A_t (Z.N)	t' (cm)	A_t (Z.C)
30*30	306	7.2	8.04	4HA16	65	60	15	5HA8	25	8HA8
35*35	306	9.8	10.68	4HA14+ 4HA12	50	60	12	6HA8	20	11HA8
40*40	306	12.8	14.20	4HA16+ 4HA14	60	60	14	5HA8	25	9HA8
45*45	306	16.2	16.08	8HA16	65	60	15	5HA8	25	8HA8
50*50	306	20	20.36	4HA16+ 8HA14	60	60	14	5HA8	25	9HA8

Tableau (V-7) : Ferrailage longitudinale des poteaux

- **Vérification d'effort tranchant :(ELU)**

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \right) = \min (3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 69,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{69,84 \cdot 1000}{400 \cdot 0,9 \cdot 400} \Rightarrow \tau_u = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

b)-Ferrailage transversale:

- **zone nodale :**

$$A_t = \frac{h'}{t}$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \right) = \max \left(\frac{306}{6}; 30; 30; 60 \right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

$$t \leq (10 \varnothing; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq (10 \cdot 16; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq (16; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{h'}{t} = \frac{60}{15} = 4 \quad \text{on adopte } \mathbf{5HA8}$$

- **zone courante :**

$$A_t = \frac{h}{t'}$$

$$h = h_e - 60 - 60 = 306 - 60 - 60 = 186 \text{ cm}$$

$$t' \leq 15 \varnothing \Rightarrow t' \leq 15 \cdot 1,6 \Rightarrow t' = 24 \text{ cm}$$

$$At = \frac{h}{t'} = \frac{186}{24} = 7.75 \quad \text{on adopte } \mathbf{9HA8}$$

- **Vérification de la contrainte du béton :(ELA)**

$$\sigma_b \leq \bar{f}_{bu}$$

$$N = 1681.42 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{1681.42 \cdot 1000}{500 \cdot 500} = \mathbf{6.73 \text{ MPa}}$$

$$\bar{f}_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = \mathbf{18.48 \text{ M.Pa}}$$

$$\sigma_b = 6.73 \text{ MPa} < \bar{f}_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

- **Vérification de flambement :** $N_u = 2328.89 \text{ KN}$

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \cdot 306 = \mathbf{214.2 \text{ cm}}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 350^3}{12} = \mathbf{52.08 \cdot 10^4 \text{ cm}^4}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{52.08 \cdot 10^4}{50 \cdot 50}} = \mathbf{14.43 \text{ cm}}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{14.43} = \mathbf{14.84 < 50}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.84}{35} \right)} = \mathbf{0.78}$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = (50-2)(50-2) = \mathbf{2304 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \text{Max}[0.2\% (b \cdot h) ; 8\% (b+h)] = \text{Max}[0.2\% (50 \cdot 50) ; 8\% (50+50)] = \text{Max}[5 ; 8] = \mathbf{8 \text{ cm}^2}$$

$$N_u < \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow 2328.89 < 0.78 \left[\frac{2304 \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{8 \cdot 40}{1.15} \right] \rightarrow \mathbf{2328.89 \text{ KN} < 3547.04 \text{ KN}}$$

• Schéma de ferrailage :

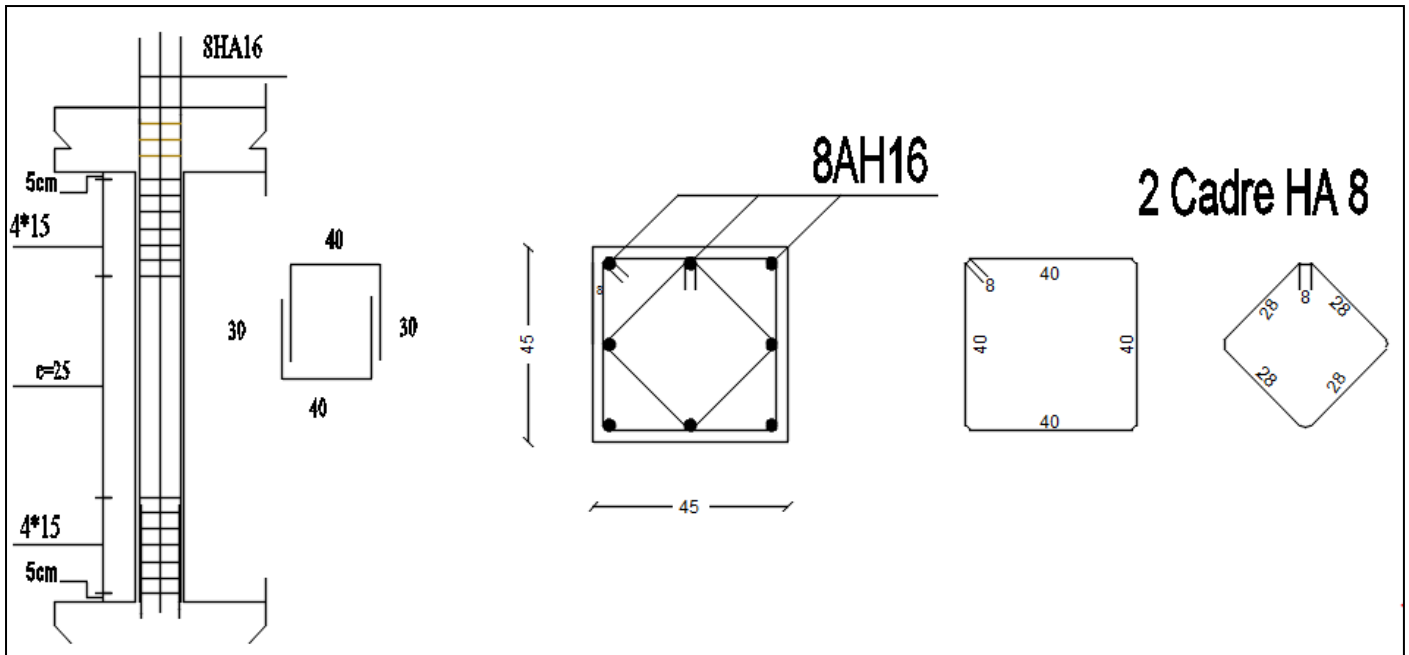


Figure (V-22) : Ferrailage des voiles

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI-1-Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage

VI-2-Les fondations :

VI-2-1-Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type de construction
- Caractéristique du sol.
- Stabilité totale du bâtiment.
- Charge apportée par la structure.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- Solution économique et facilité de réalisation.

VI-2-2-Définition de la fondation :

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol.

On peut retrouver deux principaux types de fondation qui sont :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.

On peut les différencier par leur géométrie et leur fonctionnement

VI-2-2-1-Les fondations profondes :

Quand le sol de bonne qualité se trouve à une très grande profondeur, il faut chercher à transmettre les charges des fondations au-dessus de ce sol. Les fondations profondes (pieux et puits) serviront d'intermédiaire pour la transmission des charges jusqu'au bon sol.

VI-3-Calcul des fondations :

Etant donné la nature de notre sol, on choisit des fondations profondes

VI-3-3-Le radier nervuré :

Le radier est une semelle générale couvrant toute la surface du sol du bâtiment et peut déborder en console courte. Il permet une répartition uniforme des charges.

Le radier plan nervuré se constitue de :

- Béton de propreté.
- Dalle avec nervures transversales et longitudinales.
- La dalle est située à la partie supérieure du radier, de ce fait, la dalle renforce la poutre qui est en forme de T, ce système assure une grande rigidité.
- On conçoit pour la partie de l'ossature se trouvant au-dessous du niveau de base, un voile périphérique continu entre le niveau du radier et le niveau de base.
- Les nervures seront conçues de manière renversée, de sorte qu'elles soient enfouies dans le sol sous le radier. Cette disposition a été prévue pour avoir une hauteur de sous-sol exploitable

VI-3-3-1-Pré dimensionnement :

- **Détermination de l'épaisseur du radier :**

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

h_d : Epaisseur de la dalle.

l_{max} : Distance maximale entre deux files successives.

$$\text{D'où } h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{500}{20} \Rightarrow h_d \geq 25\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de la dalle $h_d = 40\text{cm}$

- **Détermination de la nervure :**

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$$

h_n : Epaisseur de la nervure.

$$\text{D'où } h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{500}{10} \Rightarrow h_n \geq 50\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de la nervure $h_n = 100\text{cm}$ avec $b_n = 50\text{cm}$

- **Débordement (D) :**

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{70}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D \geq 35\text{cm}$$

On adopte : **D = 1.00m**

VI-3-3-2- Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar.}$ ».

la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

➤ **présentation de la contrainte :**

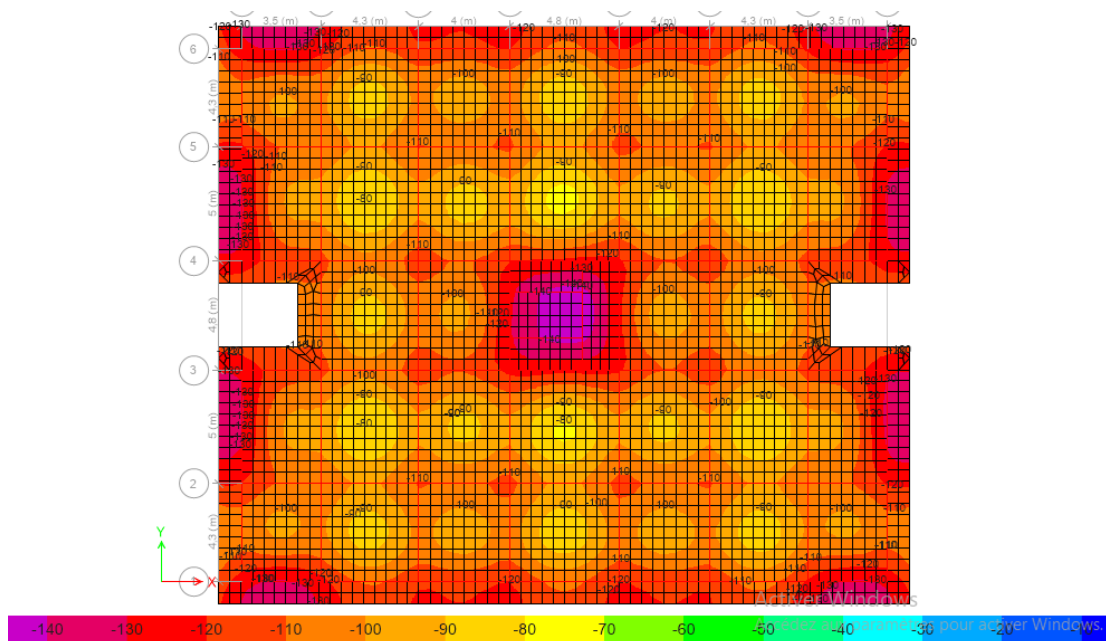


Figure (VI-1) : contrainte sous radier.

$$\sigma_b = 145 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ MPa}$$

VI-3-3-3- Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait en flexion simple, par une bande de 1m.

➤ **présentation de la sollicitation :(ELS)**

Sens XX :

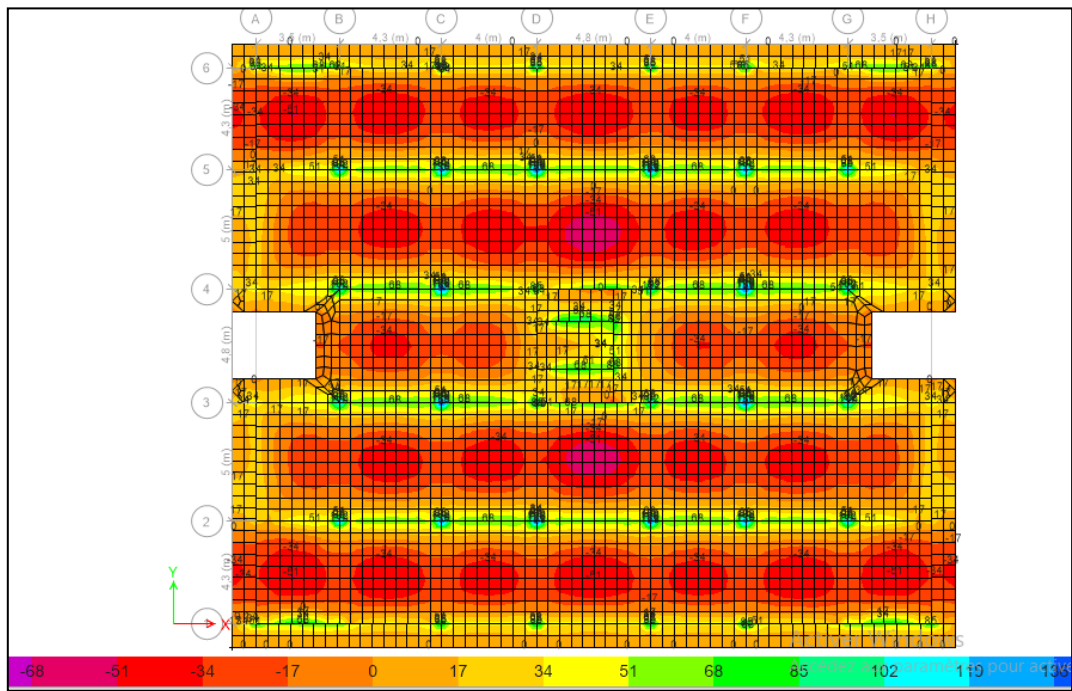


Figure (VI-2) : sollicitations du radier selon M_{11} .

Sens YY :

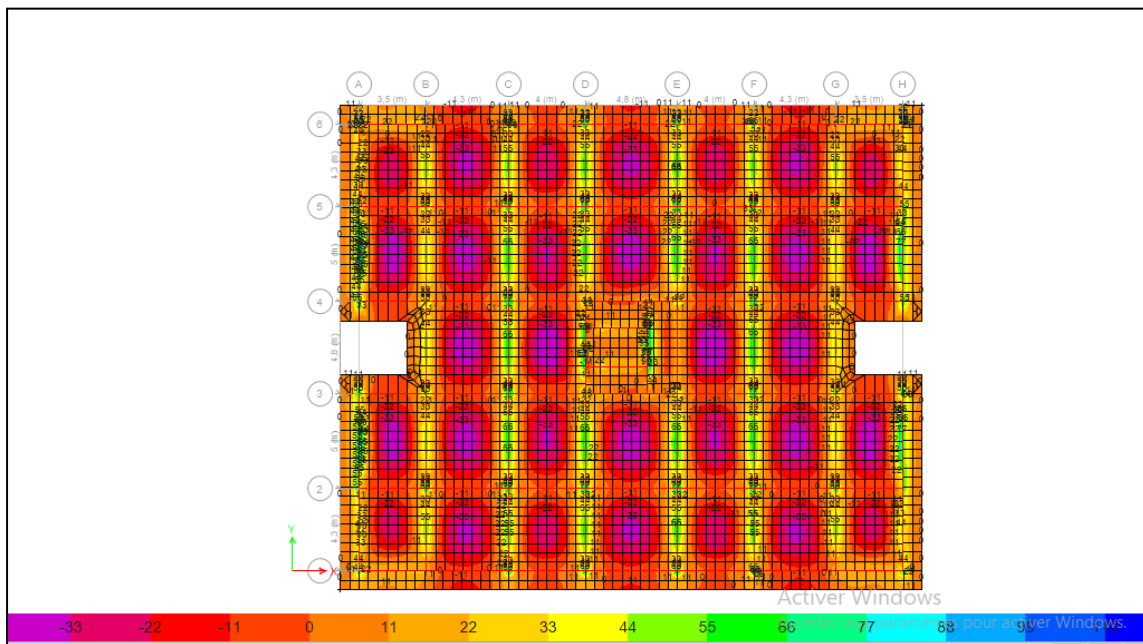


Figure (VI-3) : sollicitations du radier selon M_{22} .

- **Résultat de ferrailage :**

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Zone	M_{11} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures	M_{22} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures
Appuis	47.9	6.9	7.7	5HA14	43	6.2	6.78	6HA12
Travée	-39	5.6	5.65	5HA12	-45	6.5	6.78	6HA12

Tableau (VI-1) : ferrailage du radier (le panneau courant)

Zone	M_{11} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures	M_{22} ELS (KN.m)	AS (cm ²)	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	Armatures
Appuis	73.4	10.8	11.09	5HA14+3HA12	46	6.6	6.78	6HA12
Travée	-39.44	5.6	5.65	5HA12	-45	6.5	6.78	6HA12

Tableau (VI-2) : ferrailage du radier (panneau spéciale).

• Schéma de ferrailage :

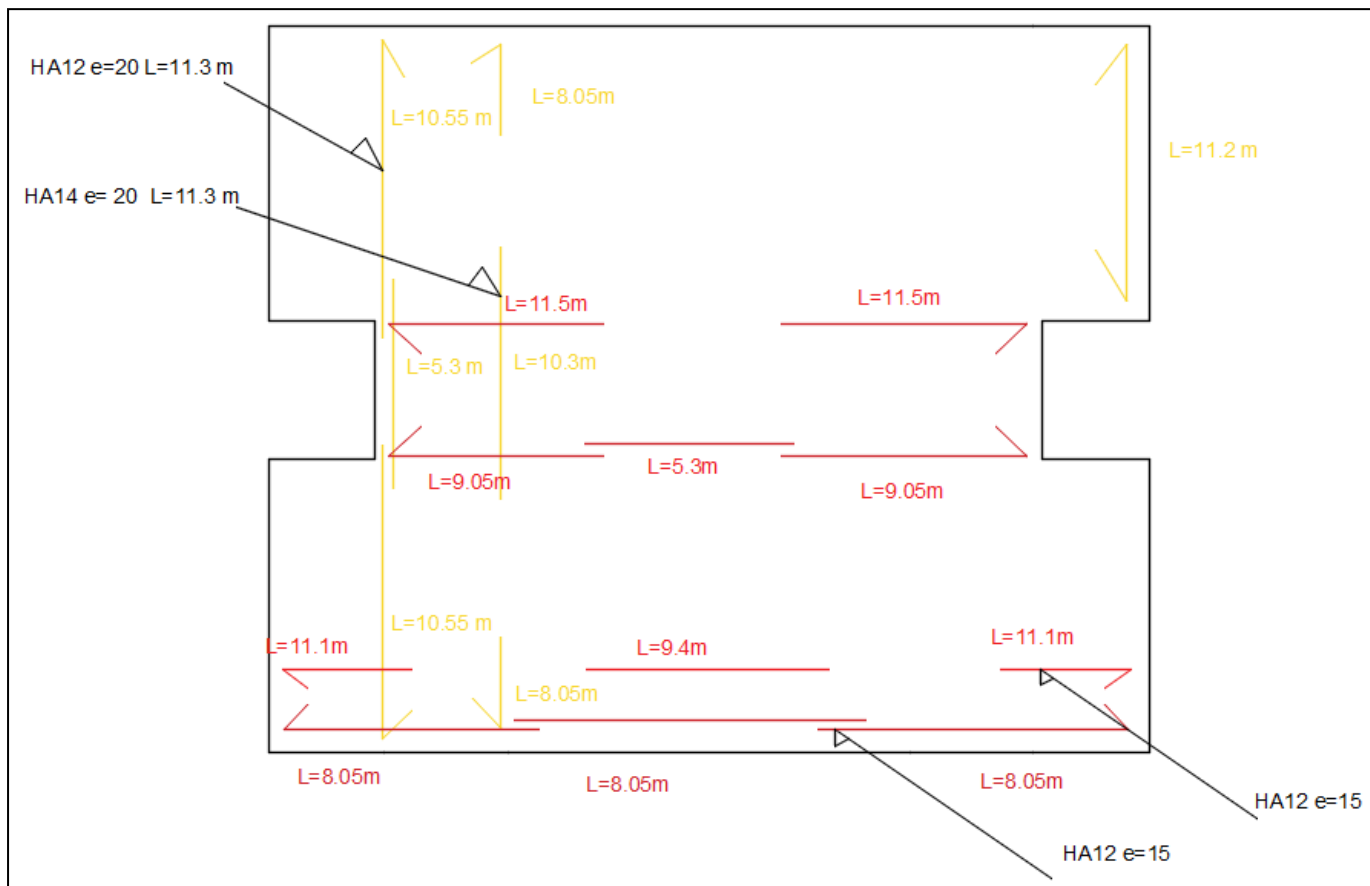


Figure (VI-4) : ferrailage coupe du radier.

VI-3-3-4- Calcul de ferrailage de la nervure :

➤ **présentation de la sollicitation :(ELS)**

Sens XX :

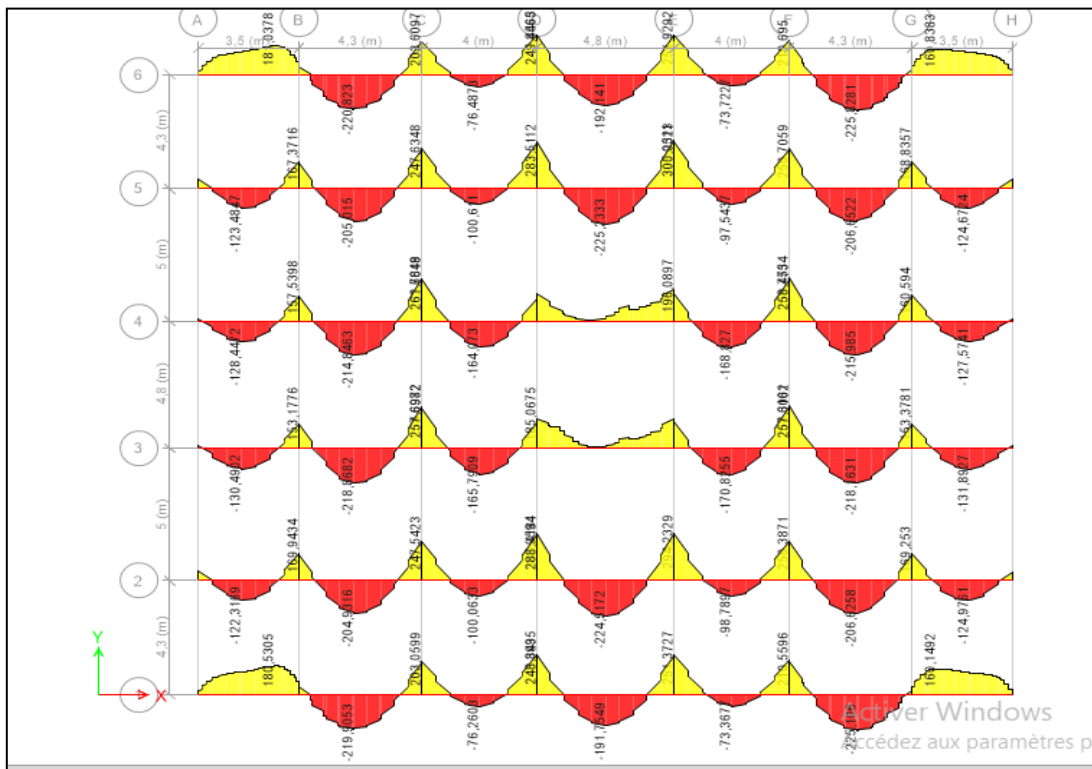


Figure (VI-5) : diagramme moment fléchissant des nervures selon XX.

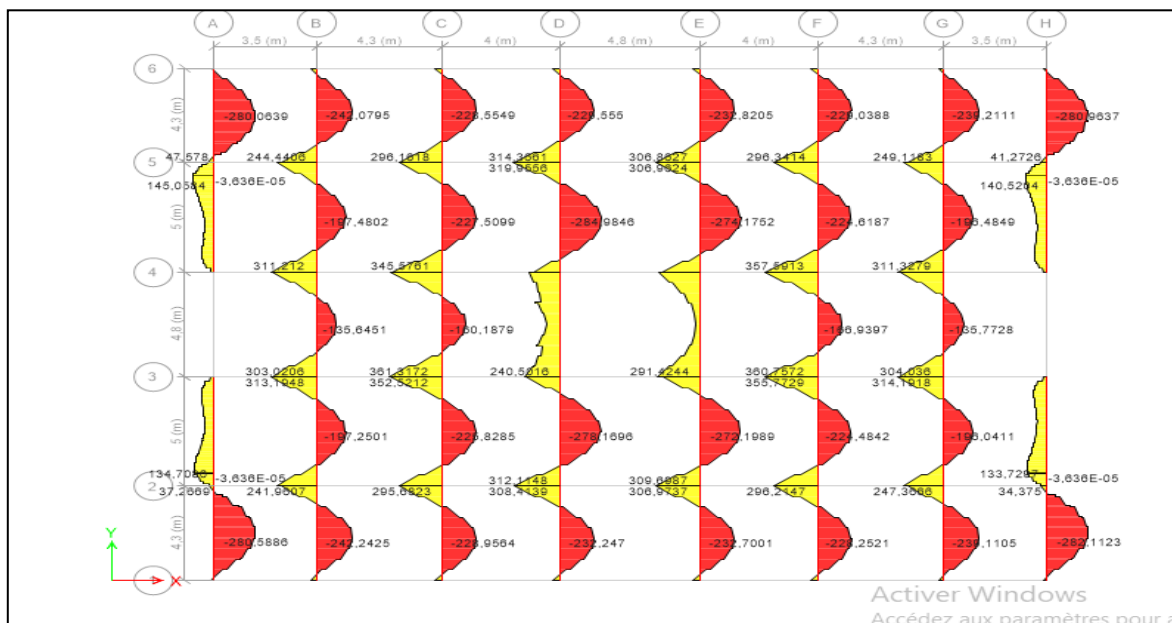


Figure (VI-6) : diagramme moment fléchissant des nervures selon YY.

Zone	M ELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	A _s adopte	armatures
appuis	50	6.3	0.5	15	7.7	5HA14
Travée	-282	17.6	4.6		17.75	5HA16+5HA14
appuis	316	19.8	4.9		20.01	5HA14+3HA16+2HA20
Travée	-248	15.4	4.2		17.75	5HA16+5HA14
appuis	364	22.9	5.3		23.41	5HA20+5HA14
Travée	-140	10.3	1.4		11.09	5HA14+3HA12
appuis	364	22.9	5.3		23.41	5HA20+5HA14
Travée	-248	15.4	4.2		17.75	5HA16+5HA14
appuis	317	19.8	4.9		20.01	5HA14+3HA16+2HA20
Travée	-282	17.6	4.6		17.75	5HA16+5HA14
appuis	49	6.3	0.5		7.7	5HA14

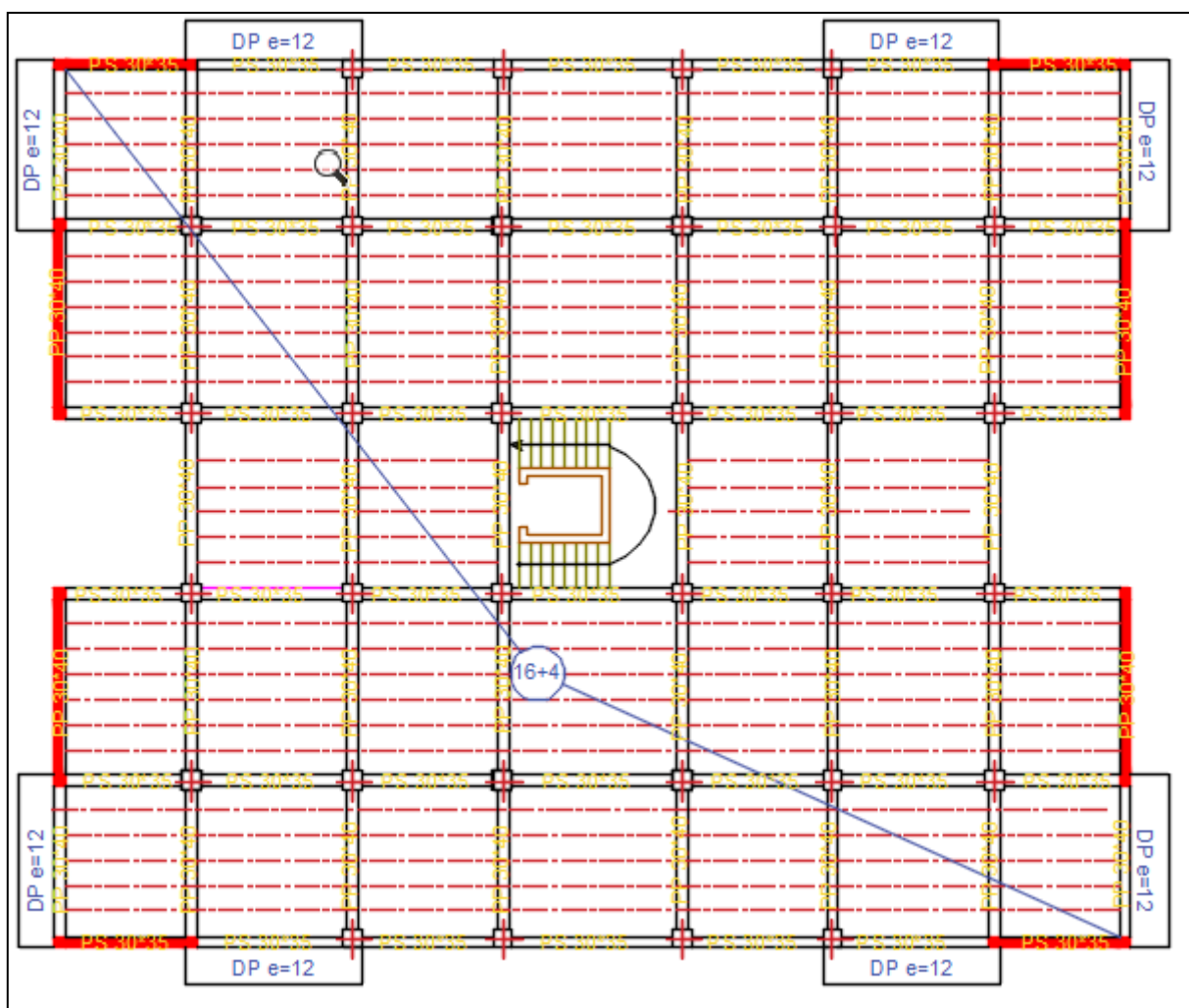
Tableau (VI-3) : ferrailage de la nervure selon XX

Zone	MELS (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	A _s adopte	armatures
appuis	38	6.3	0.4	15	7.7	5HA14
travée	-131	7.9	1.3		7.92	7HA12
appuis	170	10.4	1.7		11.09	5HA14+3HA12
travée	-226	14	4		15.71	5HA16+5HA12
appuis	264	16.5	4.4		17.75	5HA14+5HA16
travée	-166	10.1	1.7		10.18	9HA12
appuis	289	18.5	4.6		18.88	5HA14+4HA16+1HA20
travée	-192	11.8	1.9		11.81	5HA12+4HA14
appuis	296	18.5	4.7		18.88	5HA14+4HA16+1HA20
travée	-166	10.1	1.7		10.18	9HA12
appuis	265	16.5	4.4		17.75	5HA14+5HA16
travée	-226	14	4		15.71	5HA16+5HA12
appuis	169	10.4	1.7		11.09	5HA14+3HA12
travée	-131	7.9	1.3		7.92	7HA12
appuis	45	6.3	0.5		7.7	5HA14

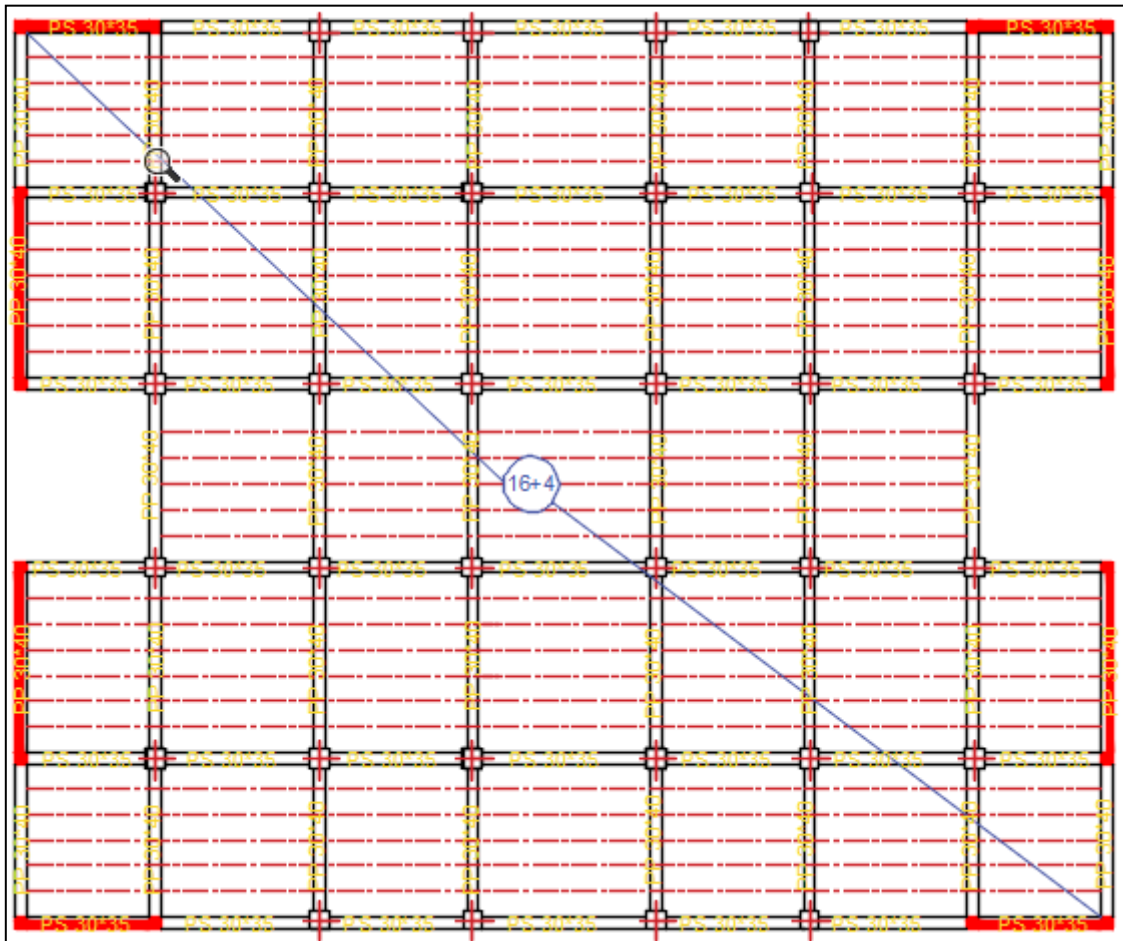
Tableau (VI-4) : ferrailage de la nervure selon YY.

Plan coffrage

Etage courant



Terrasse



CONCLUSION GÉNÉRALE

Pour conclure, nous devons avouer que rétrospectivement nous avons satisfait de cette mémoire puisque nous avons atteint des nouveaux objectifs.

En effet, ce mini projet nous a permis de comprendre et apprendre à maîtriser, dimensionner, dessiner et calculer une structure à l'aide du logiciel "etabs, Robot expert 2010, AutoCAD 2018".

L'exploitation des résultats nous a permis de vérifier la stabilité de cette structure et il a donné le ferrailage des éléments structuraux-non structuraux et une fondation d'une façon simple et efficace.

Ainsi il a pu être prouvé qu'il n'existe aucun problème dynamique, aucune rotation et aucun déplacement et que la fondation n'est pas soumise à un risque de soulèvement, même les vérifications démontrent que la structure est stable sous chargement sismique.

Bibliographie :

- **Règlements :**

- Règles BAEL 91 modifiées 99.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003).
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

- **Livres et documents :**

- Mr BACHIR KEBAILI « Le béton armé aux états limites », Université Badji Mokhtar Annaba, Edition n° 01, 2006-2007, p 01-139.
- Mémoires Internet.

- **Logiciels :**

- ETABS 2016 (analyse de la structure).
- Robot Expert 2010 (calcul de ferrailage).
- AutoCAD 2018 (Dessin).
- Word 207 (écrire le mémoire).
- PowerPoint 2013 (présentation du mémoire).

