

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ 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 : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE ET CALCUL D'UN BATIMENT R+9 A
USAGE D'HABITATION AVEC UN ENTRE SOL**

Présenté par : *Rezzag Meriem*

Encadrant : *Kebaili Bachir*

Université Badji Mokhtar - ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
DJEGHABA KAMEL	PR	Badji Mokhtar Annaba	Président
KEBAILI BACHIR	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
HACENCHAOUCH YOUSRIA	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciement

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.

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

nous tenons à remercier notre encadreur Mr.KEBAILI BACHIR pour ses conseils ,sa compétence et ses orientations

Aux membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

nous remercions tous les enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment d'habitation et commercial Constitué d'un rez de chaussée + 9 étages+ entre sol, implanté dans la wilaya de 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 constitue par les différents plans architecturaux, et l'étude génie civil porte les différentes plans suites par le calcul détaillé (le pré dimensionnement 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 (fondations, 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.

Les mots clés :

Pré dimensionnement, descente des charges, étude dynamique, logiciel Etabs, Robot expert 2010, ferrailage, fondation.

Sommaire

Introduction Générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	4
I.3 Conception de la structure.....	4
I.4 Les principaux matériaux utilisés.....	5
I.5 Règlements et documents utilisés.....	6
I.6 Plans d'architectures.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Plancher à corps creux.....	12
II.1.1 Disposition des poutrelles.....	12
II.1.2 Dimensionnement des planchers.....	13
II.1.3 Pré dimensionnement des poutrelles.....	13
II.2 Les poutres.....	13
II.3 Les poteaux.....	15
II.3.1 Choix préalables des sections.....	15
II.3.2 Décote de charge.....	15
II.3.3 Calcul des sections des poteaux.....	16
II.4 Pré-dimensionnement des voiles.....	17
II.4.1 L'épaisseur.....	17
II.5 Les escaliers.....	18
II.5.1 Terminologie.....	18
II.5.2 Dimensionnement.....	18
II.6 Balcon.....	19
II.7 L'acrotère.....	19
II.8 Evaluation des charges et des surcharges.....	20
II.8.1 Les planchers.....	20

II.8.2 Balcon.....	21
II.8.3 Escalier.....	21
II.8.4 L'Acrotère.....	22
II.9 Modalisation de la structure	22

Chapitre III : Analyse sismique

III.1 L'objectifs de l'étude sismique	25
III 2. Méthode de calcul des forces sismiques.....	25
III.3 Disposition des voiles.....	25
III.4 Résultats de l'analyse modale	27
III.5 Vérifications réglementaires.....	29
III.5.1 Justification de l'interaction voiles portiques	29
III.5.2 Utilisation de la méthode statique réglementaire.....	30
III.5.3 Vérification de L'excentricité	34
III.5.4 Les déplacements latéraux inter- étage	35
III.5.5 Le déplacement max au sommet.....	37
III.5.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	39
III.5.7 Vérification au renversement.....	39
III.6 Conclusion	40

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

IV .1introduction.....	42
IV2 Les poutres.....	42
IV.2.1 Rôle et définition.....	42
IV.2.2 Calcul du ferrailage.....	42
IV.2.3 Vérification des poutres aux états limites (Elu et Els).....	47
IV.2.4 Disposition constructive.....	51
IV.2.5 Schéma de ferrailage.....	51
IV.3 Les poteaux.....	54
IV.3.1 Rôle et définitions.....	54
IV.3.2 Calcul du ferrailage.....	54
IV.3.3 Vérification poteaux.....	56

IV.3.4 Disposition constructive.....	58
IV.3.5 Schéma de ferrailage.....	58
IV.4 Les voiles.....	60
IV.4.1 introduction.....	60
IV.4.2 Rôle et définition.....	60
IV.4.3 Le Ferrailage.....	60

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaire

Introduction.....	64
V.1 Plancher corps creux.....	64
V.1.1 Ferrailage des poutrelles	64
V.1.1 Ferrailage de la dalle de compression.....	68
V.1.2 Schéma de ferrailage.....	68
V.2 Escalier	68
V.2.1 Calcul des sollicitations	69
V.2.2 Le ferrailage	70
V.2.3 Vérification de la flèche.....	70
V.2.4 Schéma de ferrailage	71
V.3 Etude de la poutre palière.....	71
V.3.1 Pré-dimensionnement	72
V.3.2 Ferrailage.....	72
V.4 Balcon	74
V.4.1 Ferrailage	74
V.5 L'acrotère	75
V.5.1 Ferrailage	75
V.5.2 Schéma de ferrailage	76

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	78
VI.2 Rôle et définition	78
VI.3 Choix du type de fondation.....	78
VI.4 Modalisation du sol.....	79
VI.5 Vérification de la contrainte du sol	80

VI.6 Ferrailage du radier.....	80
VI.7 L'angrine.....	87

Listes des principaux symboles utilises

A : coefficient d'accélération de zone

Amin : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

Aser : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

D : coefficient d'amplification dynamique

Eij : module de déformation longitudinale instantanée

Eiv : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

L : longueur

M : moment fléchissant

N : effort normal

Nu : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

S : surface

T : effort tranchant

V : effort horizontal

W : poids total de la structure

b : largeur

f : flèche

g : giron de la marche

h : hauteur

T : période

β : coefficient de pondération

η : facteur de correction d'amortissement

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé

Liste des figures

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.....	12
Figure II.2 : Disposition des poutrelles.....	12
Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	13
Figure II.4 . Dimensions de poutres.....	14
Figure II.5 : Résultats de la décente des charges.....	16
Figure II.6 : Coupe transversale d'un voile.....	17
Figure II.7 : Terminologie d'un escalier.....	18
Figure II.9 : Dimensions de l'acrotère.....	19
Figure II.10 : l'acrotère.....	22
Figure II.11 : Vue de la structure modélisée.....	23

Chapitre III : Analyse sismique

Figure III .1 : Disposition des voiles.....	26
Figure III.2 : Les trois premiers modes de vibration.....	28
Figure III.3 : Facteur d'amplification dynamique.....	33

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Figure IV.1 : Diagramme des sollicitations dans les poutres principal (étage courant)	44
Figure IV.2 : Diagramme des sollicitations dans les poutres (RDC).....	44
Figure IV.3 : Diagramme des sollicitations dans les poutres secondaires (étage courant).....	45
Figure IV.4 : Diagramme des sollicitations dans les poutres secondaires (RDC).....	45
Figure IV.5 : Zone nodal (poutre).....	46
Figure IV .6 : Diagramme des efforts tranchants dans les poutres.....	47
Figure IV.7 : Ferrailage poutre principale étage courant.....	52
Figure IV.8 : Ferrailage poutre principale RDC.....	52
Figure IV.9 : Ferrailage poutre secondaire étage courant.....	53
Figure IV.10 : Ferrailage poutre secondaire RDC.....	53

Figure IV.11 :zone nodal.....	56
Figure IV.12 : Ferrailage poteau intermédiaire.....	59
Figure IV .13 : Sollicitation dans le voile.....	61
Figure IV.14 : Ferrailage du voile.....	62

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaire

Figure V.1 : Cartographie des plancher.....	65
Figure V.2 : Ferrailage poutrelle RDC.....	68
Figure V.3 : Ferrailage poutrelle étage courant.....	68
Figure V.4 : Chargement de l'escalier.....	69
Figure V.5 : Sollicitations escalier.....	69
Figure V.6 : Ferrailage volée 1.....	71
Figure V.7 : Ferrailage volée 2.....	71
Figure V.8 : Sollicitations poutre palier.....	73
Figure V.9 : Ferrailage balcon (dalle pleine)	75
Figure V.10 : Ferrailage acrotère.....	76

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Vue en 3D du radier.....	79
Figure VI.2 : Contrainte sous radier (MPa).....	80
Figure VI.3 : Sollicitations du radier (ELS).....	81
Figure VI.4 : Ferrailage nappe supérieure et nappe inférieure.....	84
Figure VI.5 : Ferrailage coupe radier.....	84
Figure VI. 6 : Diagramme moment fléchissant des nervures.....	85
Figure VI.7 : Diagramme moment fléchissant dans l'axe 5.....	85
Figure VI.8 : Ferrailage nervure.....	87

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : dimension des poutres.....	14
Tableau II.2 : Vérification de la section adoptée de poteau le plus sollicité.....	17
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible).....	20
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étagecoursant.....	20
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher RDC.....	21
Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon.....	21
Tableau II.7 : Evaluation des charges (volée).....	21
Tableau II.8 : Evaluation des charges (palier).....	22

Chapitre III : Analyse sismique

Tableau III.1 : Périodes et participation massique.....	27
Tableau III. 2 Résultats de l'interaction.....	29
Tableau III. 3 : Résultats de l'interaction.....	30
Tableau III.4 : Valeurs des pénalités.....	32
Tableau III.5 : La force sismique à la base par la méthode statique équivalente.....	33
Tableau III.6 : vérification de la résultante sismique.....	34
Tableau III .7 : Vérification de l'excentricité.....	35
Tableau III .8 : Vérification des déplacements selon le sens X.....	36
Tableau III .9 : Vérification des déplacements selon le sens Y.....	37
Tableau III .10 : Vérification du déplacements max au sommet selon le sens X.....	37
Tableau III .11 : Vérification du déplacements max au sommet selon le sens Y.....	38
Tableau III .12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	39
Tableau III .13 : Vérification au renversement.....	39

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau IV.1 : Sollicitations maximales dans la poutre principal 30x45(étage courant).....	42
Tableau IV.2 : Sollicitations maximales dans la poutre principal 30x45(RDC).....	43
Tableau IV.3 : Sollicitations maximales dans la poutre secondaire 30x35 (étage courant).....	43
Tableau IV.4 : Sollicitations maximales dans la poutre secondaire 30x35 (RDC).....	43
Tableau IV.5 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	43
Tableau IV.6 : L'espacement des cadres des poutres.....	46
Tableau IV.7 : Longueur de la zone nodale des poutres.....	47
Tableau IV.8 : Vérification des contraintes tangentielle.....	47
Tableau IV.9 : vérification de la contrainte du béton.....	48
Tableau IV.10 : Vérification de la flèche (étage courant)	48
Tableau IV.11 : Vérification de la flèche(RDC).....	50
Tableau IV.12 : Sollicitations maximales dans les poteaux.....	54
Tableau IV.13 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	55
Tableau IV.14 : L'espacement des cadres des poteaux.....	55

Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaire

Tableau V.1 : Sollicitations maximales dans les poutrelles (étage courant)	65
Tableau V.2 : Sollicitations maximales dans les poutrelles (RDC).....	66
Tableau V.3 : Ferrailage des poutrelles (étage courant).....	66
Tableau V.4 : Ferrailage des poutrelles (RDC).....	66
Tableau V.5 : vérification de la contrainte du béton à L'ELS.....	67
Tableau V.6 : Sollicitations escalier.....	70
Tableau V.7 : Ferrailage escalier (cm ²).....	70
Tableau V.8 : Vérification de la flèche escalier.....	71
Tableau V.9 : Ferrailage poutre palier.....	73
Tableau V.10 : Sollicitations maximales dans le balcon.....	74

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Sollicitations du radier (KN.m).....	82
Tableau VI.2 : Ferrailage du radier (cm ²).....	82

Tableau VI.3 : vérification des contraintes à ELS.....	83
Tableau VI.4 : vérification des contraintes à ELU.....	83
Tableau VI.5 : Ferrailage nervure X-X.....	84
Tableau VI.6 : Vérification des efforts tranchant.....	84

Introduction Générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment à des buts :

- ✓ La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- ✓ Confort
- ✓ Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ✓ Souplesse d'utilisation.
- ✓ Durabilité (duré de vie).
- ✓ Résistance au feu.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en **(R+9)** avec entre sol implanté à la Wilaya d'Annaba qui classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (zone II a). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 ».

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- ❖ **Le premier chapitre**, qui est consacré pour le présentation de l'ouvrage.
- ❖ **Le deuxième chapitre**, pour le pré dimensionnement des éléments.
- ❖ **Le troisième chapitre**, pour l'analyse sismique.
- ❖ **Le quatrième chapitre** pour le ferrailage des éléments structuraux.
- ❖ **Le cinquième chapitre**, pour le ferrailage des éléments secondaires.
- ❖ **Le sixième chapitre**, pour l'étude de l'infrastructure.
- ❖ **Et on termine** par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé R+9 (entre sole + RDC + 9 étages).

Le bâtiment sera implanté à Annaba classée par le règlement parasismique algérien "RPA 99 VERSION 2003 "comme une zone de sismicité moyenne " **zone II a** “.

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

➤ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale de bâtiment.....**31,28 m**
- Hauteur de RDC.....**3,74 m**
- Hauteur des étages courant.....**3,06 m**
- Hauteur d'entre sol..... **3,74 m**

➤ **Dimension en plan :**

- Longueur totale du tour à la base.....**26 m**
- Largeur totale du tour à la base.....**21.25 m**

I.3 Conception de la structure :

➤ **Ossature de l'ouvrage :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ **Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

➤ **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

➤ **Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

➤ **Revêtement :**

Le revêtement est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau

➤ **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4 Les principaux matériaux utilisés :

a) Le béton :

Le béton est un mélange d'agréments (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne dualité après durcissement.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CEM II / A42.5 (agressivité)

- $f_{c28} = 25$ MPa la résistance à la compression

- $f_{t28} = 2.1$ MPa la résistance à la traction

Etat limite ultime :

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

$\Theta = 1$ situation normale.

$\Theta = 0,85$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation normale.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

Etat limite service :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15$ MPa La contrainte limite de service en compression

$f_{c28} = 25$ MPa

$E_s = 2 \times 10^5$ MPa Module d'élasticité

$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ Module instantané

$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

$E_{d28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ Module différé

$E_{d28} = 10818,85 \text{ MPa}$

b) les aciers :

Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,15$ situation normal.

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Etat limite service :

$f_e = 400 \text{ MPa}$

Acier à haute adhérence (feE400)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj} C_{as}} \right\} \text{ de fissuration préjudiciable}$$

$\eta = 1.6$ pour acier HA

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence

- Acier a haute adhérence (feE400)Fe= 400MPa

- Treillis soudés (TL500)Fe=500MPa

I.5 Règlements et documents utilisées :

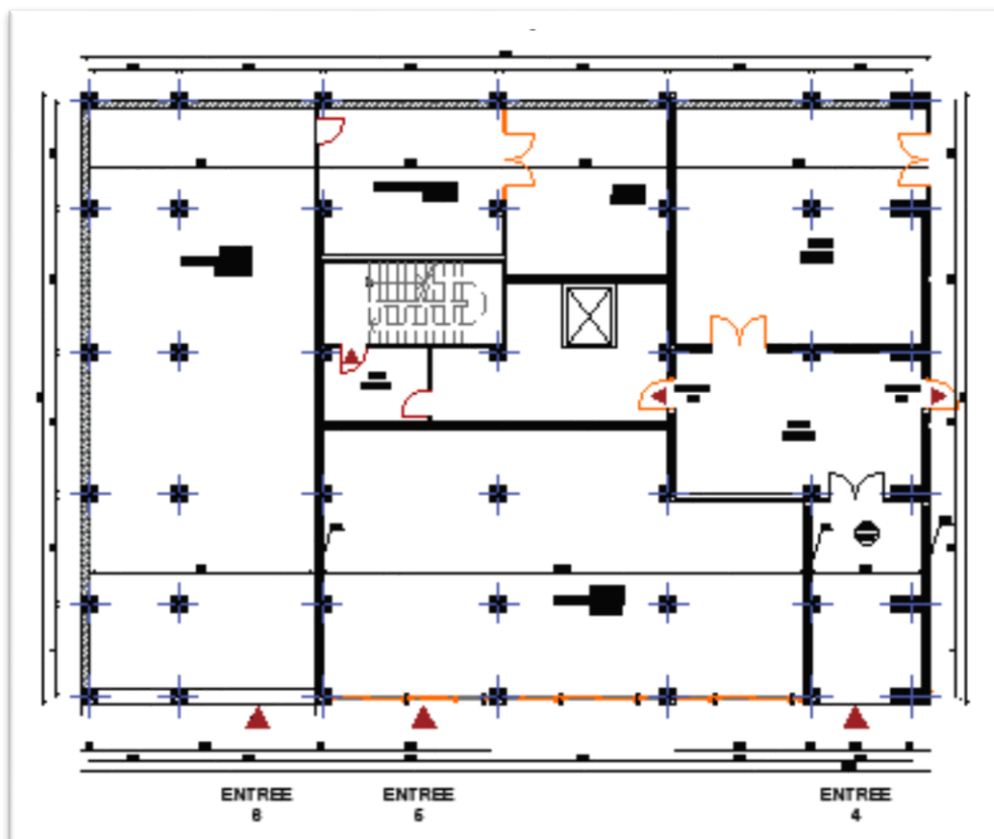
Le calcul de cet ouvrage sera conforme aux règlements et documents suivants :

- **DTR-BC 2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- **DTR-BC 2.41** (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA93).
- **DTR-BC 2.48** (Règlement parasismique algérien RPA99/version2003).
- **DTR-BC 2.331** (Règle de calculs des fondations superficielles).

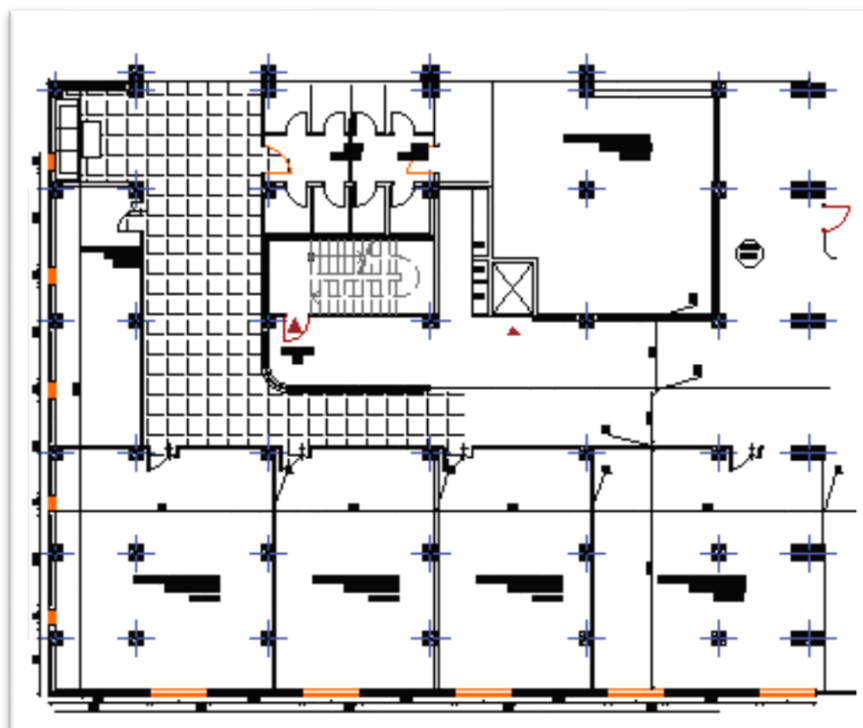
I.6 Plans d'architectures :



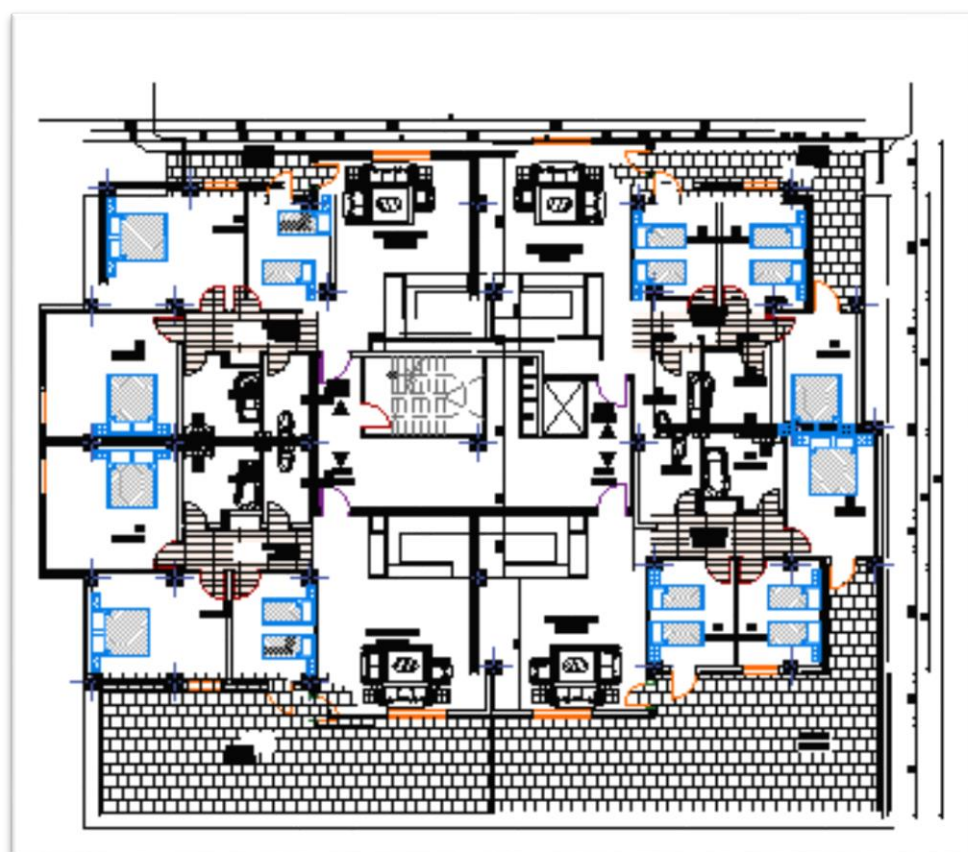
Façade principale



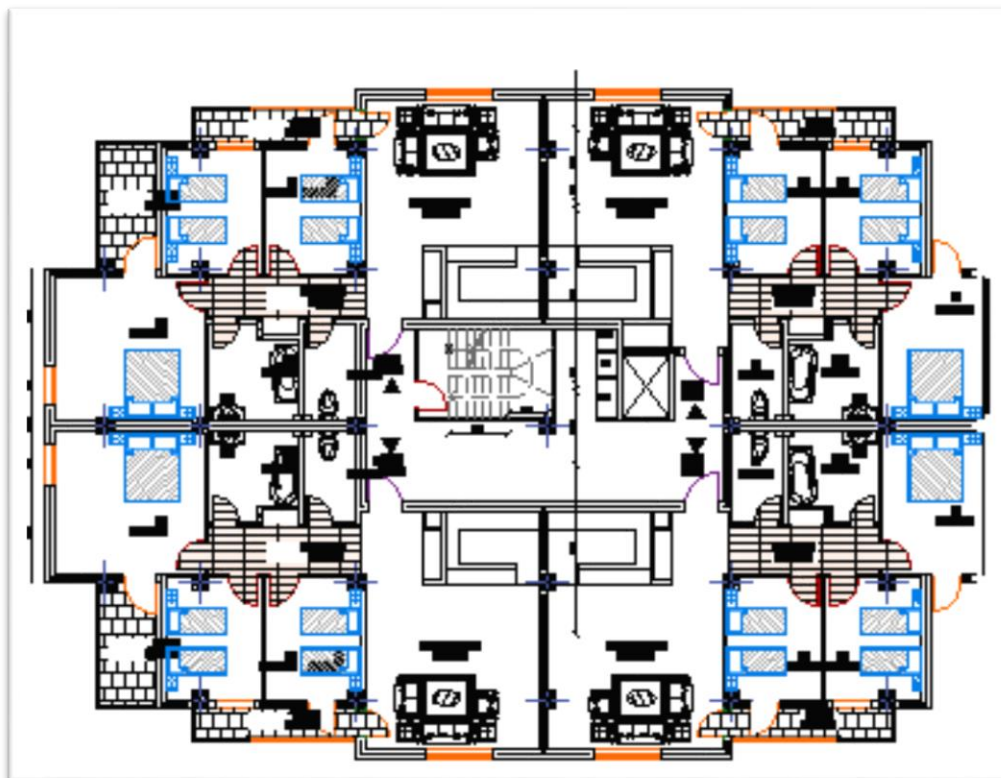
Plan du entre sol



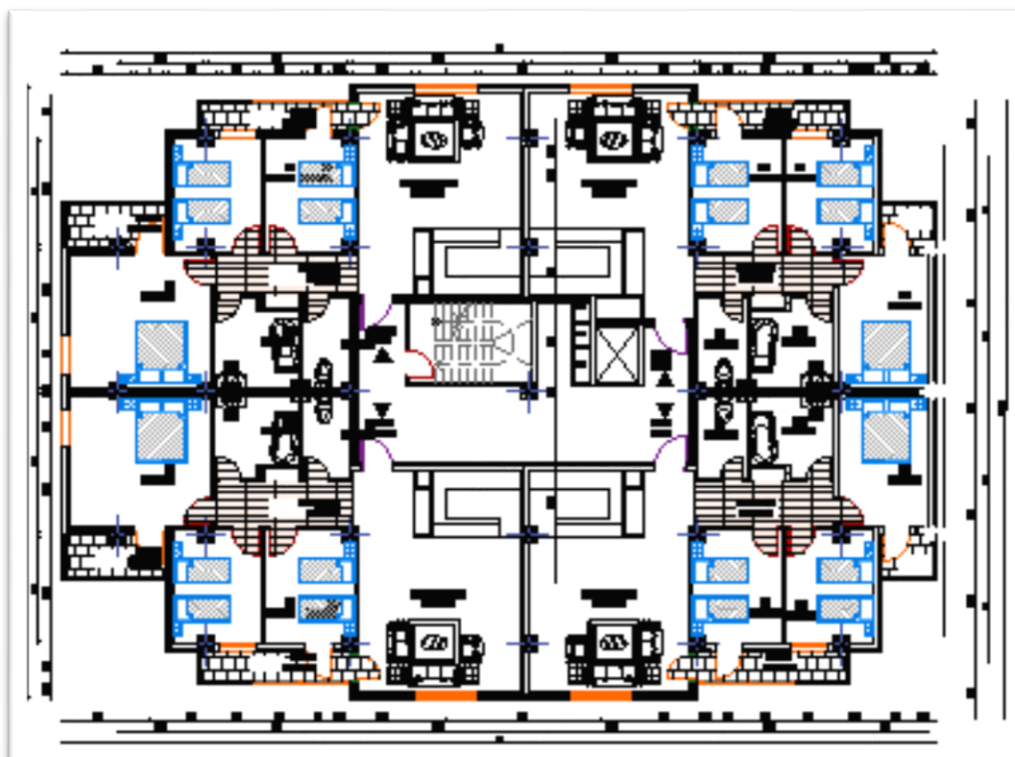
RDC



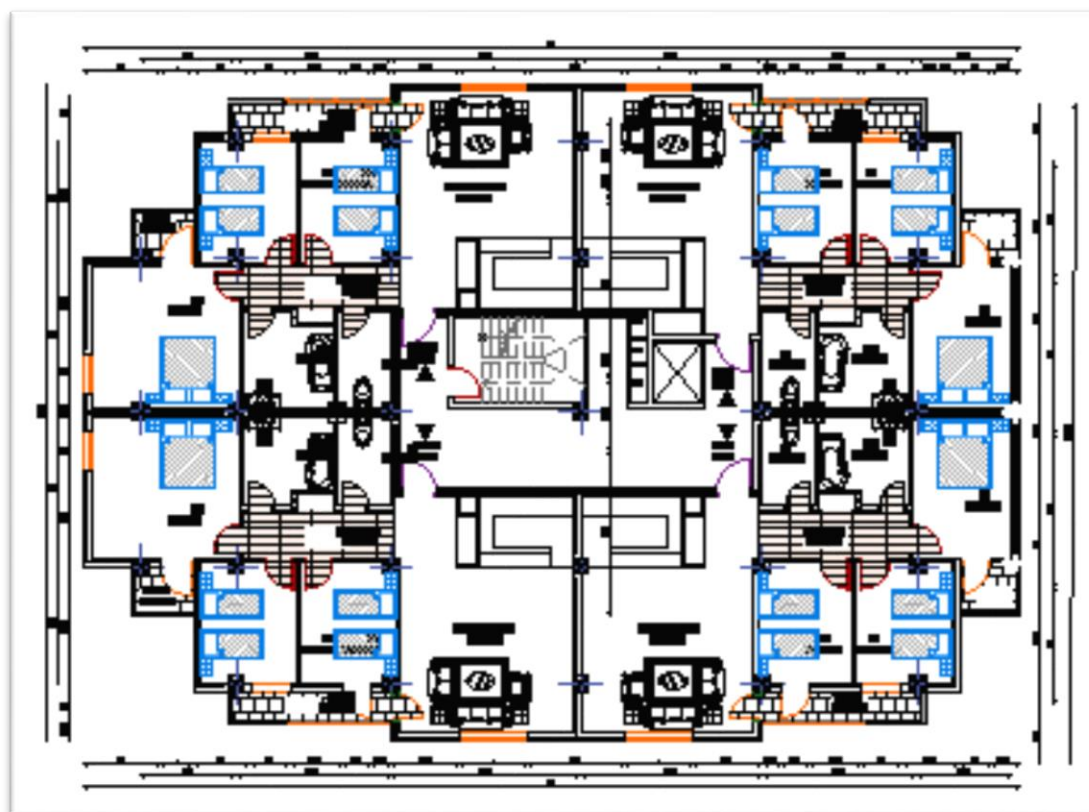
1^{ER} ETAGE



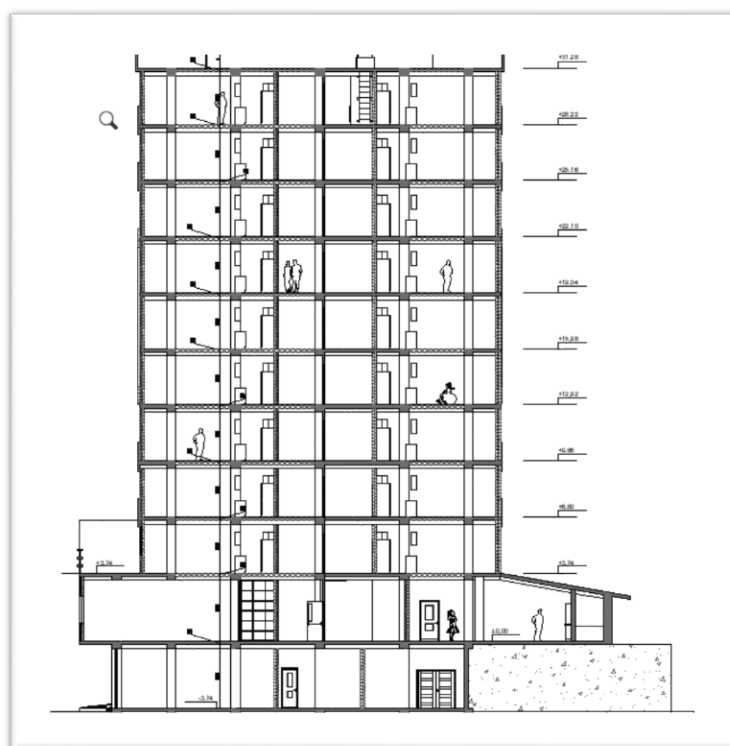
2eme ETAGE



3, 4, 8 ET 9eme ETAGE



5,6 ET 7eme ETAGE



LA COUPE A-A

CHAPITRE II

LE PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur h (h_C+h_D).

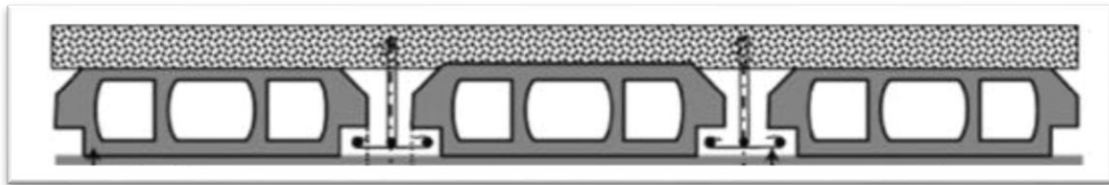


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux

Avec :

h_C : hauteur du corps creux

h_D : hauteur de la dalle de compression

II.1.1 Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit :

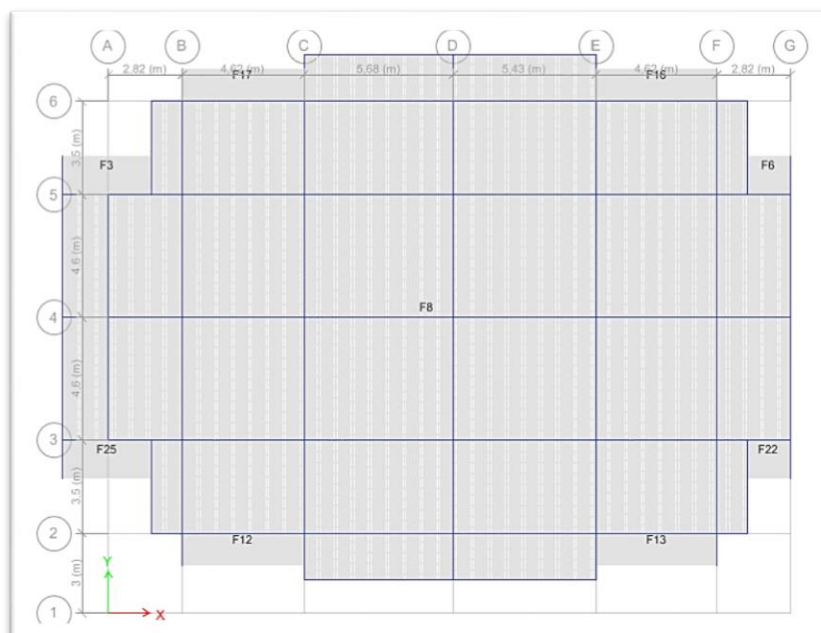


Figure II.2 : Disposition des poutrelles.**II.1.2 Dimensionnement des planchers :**

Selon les règles du CBA93B.6.8.4.2.4, le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

- h : hauteur total du plancher.

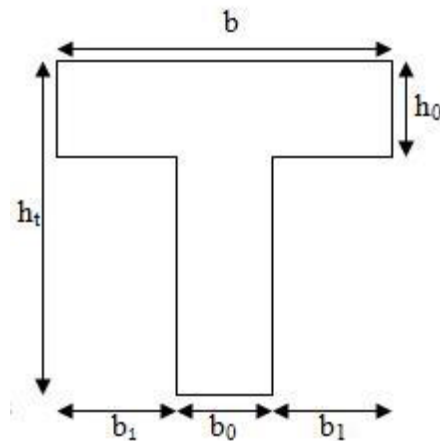
- L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

$$L_{\max} = 430 \text{ cm} \rightarrow h \geq 19,11$$

⇒ On opte pour une hauteur de plancher de **(20 cm)** soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

II.1.3 Pré dimensionnement des poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en **Té** de caractéristiques géométriques suivantes :

**Figure II.3** : Coupe transversale d'une poutrelle.

- Epaisseur de la dalle de compression (h₀) : 4cm
- Entraxe des nervures : 65cm
- Largeur des nervures (b₀) : 10cm
- Largeur de la table (b) 65cm

II.2. Les poutres :

Selon les Règles de BAEL93 :

- La hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- L_{\max} : longueur maximal de la poutre

- h : hauteur de la poutre

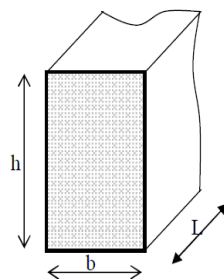


Figure II.4. Dimensions de poutres.

Selon les régies de l'RPA99 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

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

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

$$h/b \leq 4$$

$$\frac{568}{20} \leq h \leq \frac{568}{10}$$

Poutre principale $28.4 \leq h \leq 56.8$

Poutre secondaire $23 \leq h \leq 46$

Les dimensions des poutres qui ont adoptée sont résumées dans le tableau suivant :

	$L_{\max}(\text{cm})$	Section adoptée(cm)	
		b	h
Poutre principale	568	30	45
Poutre secondaire	460	30	35

Tableau II.1 : Dimensions des poutres.**II.3 Les poteaux :**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie selon les règles RPA 2003, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELS ; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

II.3.1 Choix préalables des sections :

Selon l'RPA 2003 article 7.4.1 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa $\min (b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$

$$\mathbf{\min (b_1;h_1) \geq h_e/20}$$

$$\mathbf{0.25 < b_1/h_1 < 4}$$

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) : (40X40)

II.3.2 Décente de charge REELLE :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Les résultats de la décente de charge calculée par ETABS sont données dans la figure suivante :



Figure II.5 : Résultats de la décente des charges.

D’après la décente de charge on remarque que le poteau le plus sollicité est le poteau (D2)

III.3.3 Calcul des sections des poteaux :

D’après l’article 7.4.3.1 de RPA 2003 l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_s}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

B : section du poteau.

Fc28 : contrainte de la compression a 28 j ($f_{c28} = 25\text{MPa}$)

Poteau 65X65 :

Niv	N(KN)	B (cm ²)suivant la condition	h(cm)	b(cm)	b*h (cm ²)	Etats
9ème	222	296	40	40	1600	vérifiée
8ème	485	646,6666667	40	40	1600	vérifiée
7ème	750	1000	40	40	1600	vérifiée
6ème	1019	1358,666667	40	40	1600	vérifiée
5ème	1301	1734,666667	60	60	3600	vérifiée
4ème	1580	2106,666667	60	60	3600	vérifiée
3ème	1859	2478,666667	60	60	3600	vérifiée
2ème	2137	2849,333333	60	60	3600	vérifiée
1ère	2416	3221,333333	60	60	3600	vérifiée
RDC	2619	3492	65	65	4225	vérifiée
SS	2807	3745,333333	65	65	4225	vérifiée

Tableau II.2 : Vérification de la section adoptée de poteau le plus sollicité.

II.4 Pré-dimensionnement des voiles :

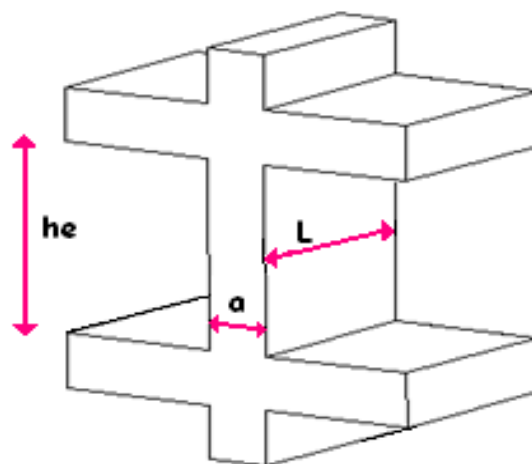


Figure II.6 Coupe transversale d'un voile.

II.4.1 L'épaisseur :

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux $a \geq h_e/25$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau $a \geq h_e/22$
- Pour les voiles à abouts libres $a \geq h_e/20$

$$h_e(\text{RDC}) = 374 - 20 = 354 \text{ cm} \rightarrow 354/20 \geq 17.7 \text{ cm}$$

$$h_e(\text{EC}) = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow 286/20 \geq 14.3 \text{ cm}$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 20 \text{ cm}$

II.5 Les escaliers

II.5.1 Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches de largeur g appelé giron et de contre marche de hauteur h reliant deux marches successives.

La dalle inclinée supportant les marches et contres marches est appelée paillasse.

La dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse est appelée palier.

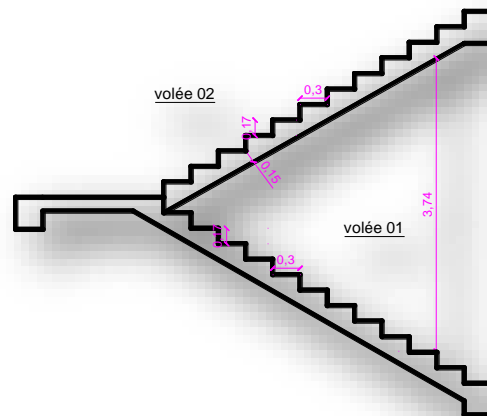


Figure II.7 : Terminologie d'un escalier.

II.5.2 Dimensionnement :

Type d'escalier RDC : escalier à deux volées parallèles et un palier intermédiaire

- **Largueur des marches (giron) :** entre 25 et 32 cm $\rightarrow g = 30 \text{ cm}$
- **Hauteur des contres marches :** entre 14 et 18 cm $\rightarrow h' = 17 \text{ cm}$

- **Nombre des contres marche :**

$$H = 3.74 \text{ RDC}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11$$

11 contre marches par volée.

- **Nombre des marches :**

$$n = 11 - 1 = 10$$

10 marches par volée.

- **L'épaisseur de la paillasse :**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L : 4,18 \text{ m} \frac{418}{25} \leq e \leq \frac{418}{20}$$

Donc on prend : **e = 15 cm**

II.6 Balcon :

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

$$L = 145 \text{ cm} \rightarrow e \geq 14.5 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15 cm.**

II.7 L'acrotère :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute.

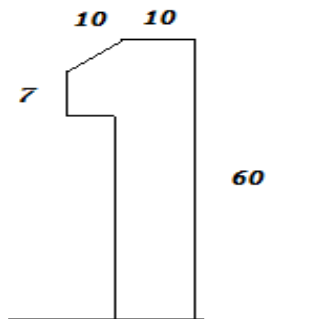


Figure II.9 : Dimensions de l'acrotère.

II.8 Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le DTR BC 2.2

II.8.1 Les planchers :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
protection	4	14	0,56
Mortier de pose	3	20	0,6
Étanchéité multicouche	2	/	0,12
Forme de pente	10	20	2
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle à corps creux	20	/	2,8
Enduit de plâtre	2	10	0,2

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible).

$$G = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (terrasse inaccessible)}$$

➤ **Plancher étage courant (corps creux) :**

	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(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

Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

$$G = 5.54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (habitation)}$$

➤ **Plancher étage courant (RDC) :**

	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m3)	(KN/m²)
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

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher RDC.

$$G = 4.54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (commercial)}$$

II.8.2 Balcon :

	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m3)	(KN/m²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	18	0,36

Tableau II.6 : Evaluation des charges du balcon.

$$G = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

II.8.3 Escalier :

➤ **Volée :**

	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m3)	(KN/m²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Marche	8,5	25	2,125
Paillasse	15/cos(29.53)	25	4,41
Enduit de plâtre	2/cos(29.53)	10	0,23
Garde-corps	/	/	0,6

Tableau II.7 : Evaluation des charges (volée).

$$G=8.52\text{KN/m}^2$$

$$Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Palier :**

	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,4
Palier	15	25	3,75
Enduit de plâtre	2	10	0,2

Tableau II.8 : Evaluation des charges (palier).

$$G= 4.75\text{KN/m}^2$$

$$Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$$

II.8.4 L'Acrotère :

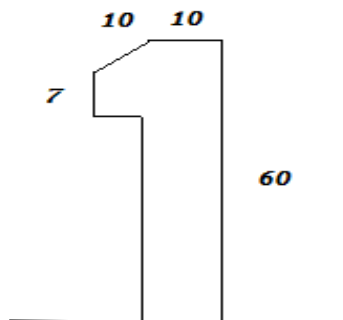


Figure II.10: l'acrotère.

$$S=0.0685\text{m}^2$$

$$G=S*\gamma_{\text{béton}}=0.0685*2.5$$

$$G=1.7\text{KN/m}^2$$

II.9 Modélisation de la structure :

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel ETABS

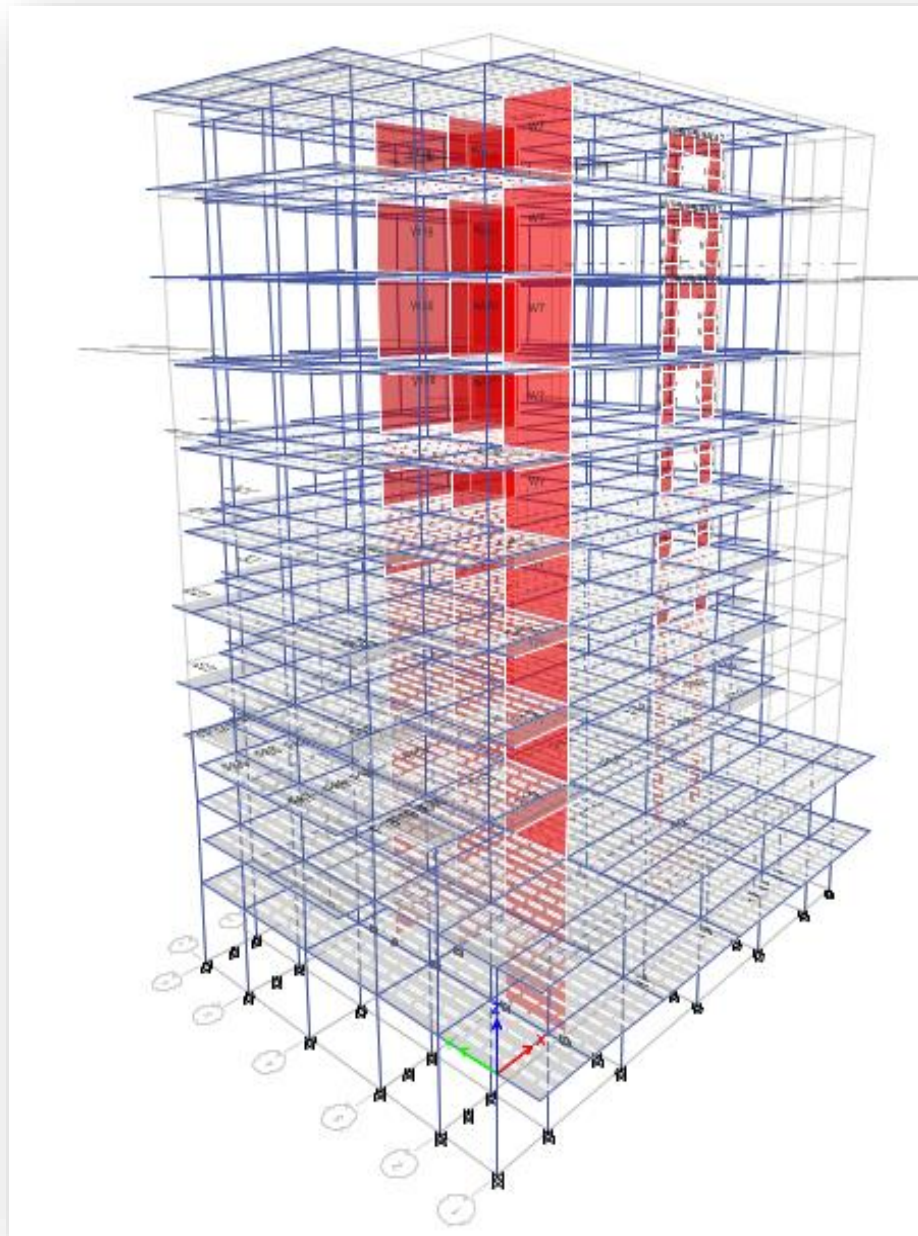


Figure II.11 : Vue de la structure modélisée

CHAPITRE III

ANALYSE SISMIQUE

III.1 Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet de déterminer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

III.2 Méthode de calcul des forces sismiques :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elles soient irrégulières en plan et en élévation.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

→ Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

III.3 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 structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.

- Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de

sécurité imposée par le RPA, Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

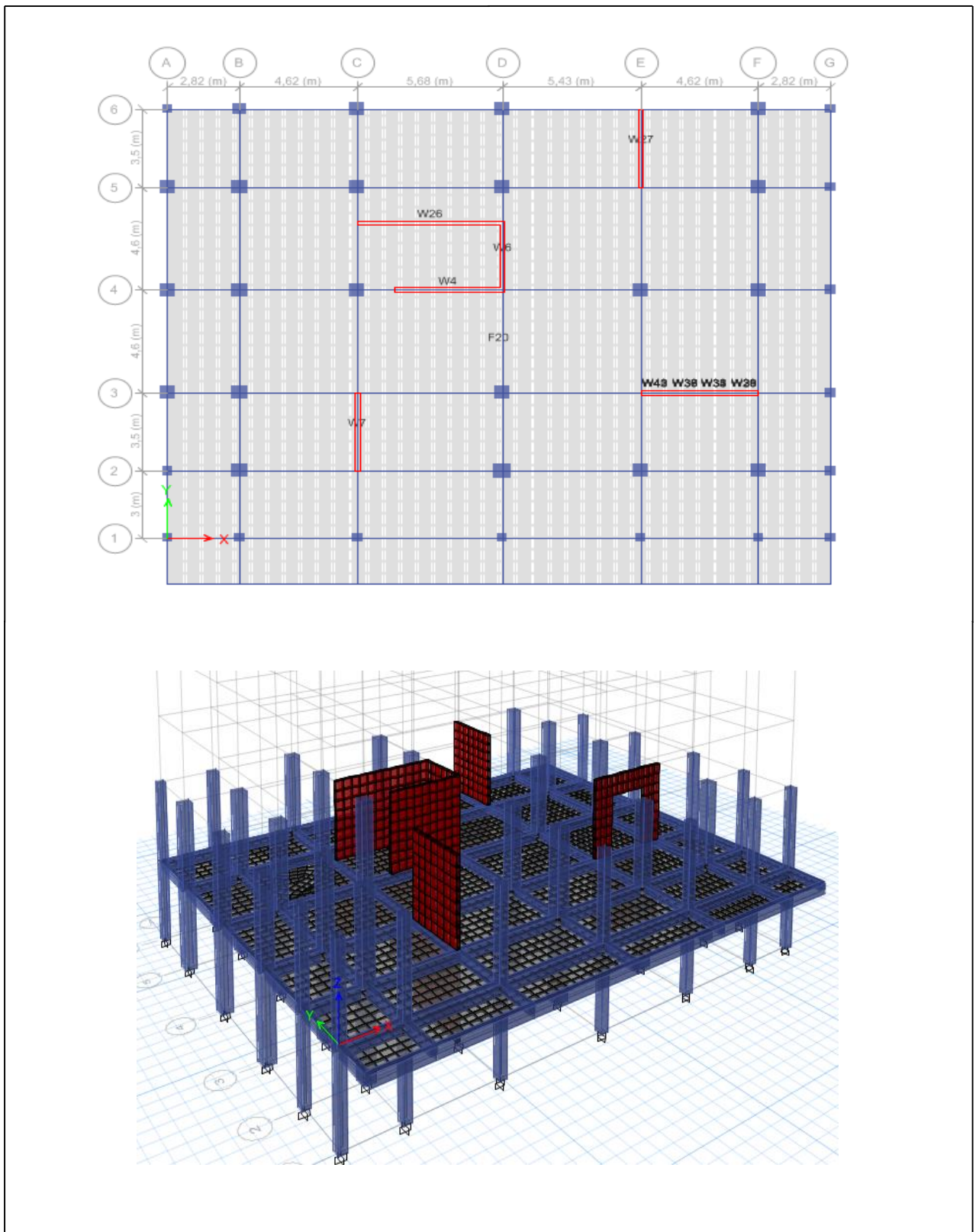


Figure III .1 : Disposition des voiles.

III.4 Résultats de l'analyse modale :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel Etabs sont données dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	UX	UY	Som UX	Som UY	RY
MR1	1,472	0,0034	0,0822	0,0034	0,0822	0,0006
MY1	1,226	0,0137	0,6201	0,0171	0,7022	0,0052
MX1	1,043	0,6796	0,0083	0,6967	0,7105	0,3113
MR2	0,468	0,0029	0,0113	0,6995	0,7218	0,0083
MY2	0,337	0,0049	0,151	0,7044	0,8728	0,0108
MX2	0,271	0,1644	0,003	0,8688	0,8759	0,3345
MR3	0,249	0,004	0,0037	0,8728	0,8796	0,0067
MY3	0,161	0,005	0,0195	0,8778	0,8991	0,0112
MX3	0,157	0,0001	0,0359	0,8779	0,935	0,0005
MR4	0,123	0,0539	0,0006	0,9318	0,9356	0,1158
MY4	0,111	0,0017	1,36E-05	0,9335	0,9356	0,0041
MX4	0,097	0,0004	0,0257	0,9338	0,9613	0,0009

Tableau III.1: Périodes et participation massique.

Interprétation des résultats :

- (MR1) est le premier mode de torsion autour de la direction verticale Z avec un taux de participation massique de 62,98%, est le mode le plus souple et le moins rigide
- (MY) est le premier mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 62,01%
- (MX1) est le premier mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 67,96 %
 - La condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 10ème mode pour que la masse atteigne les 90%.
 - Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

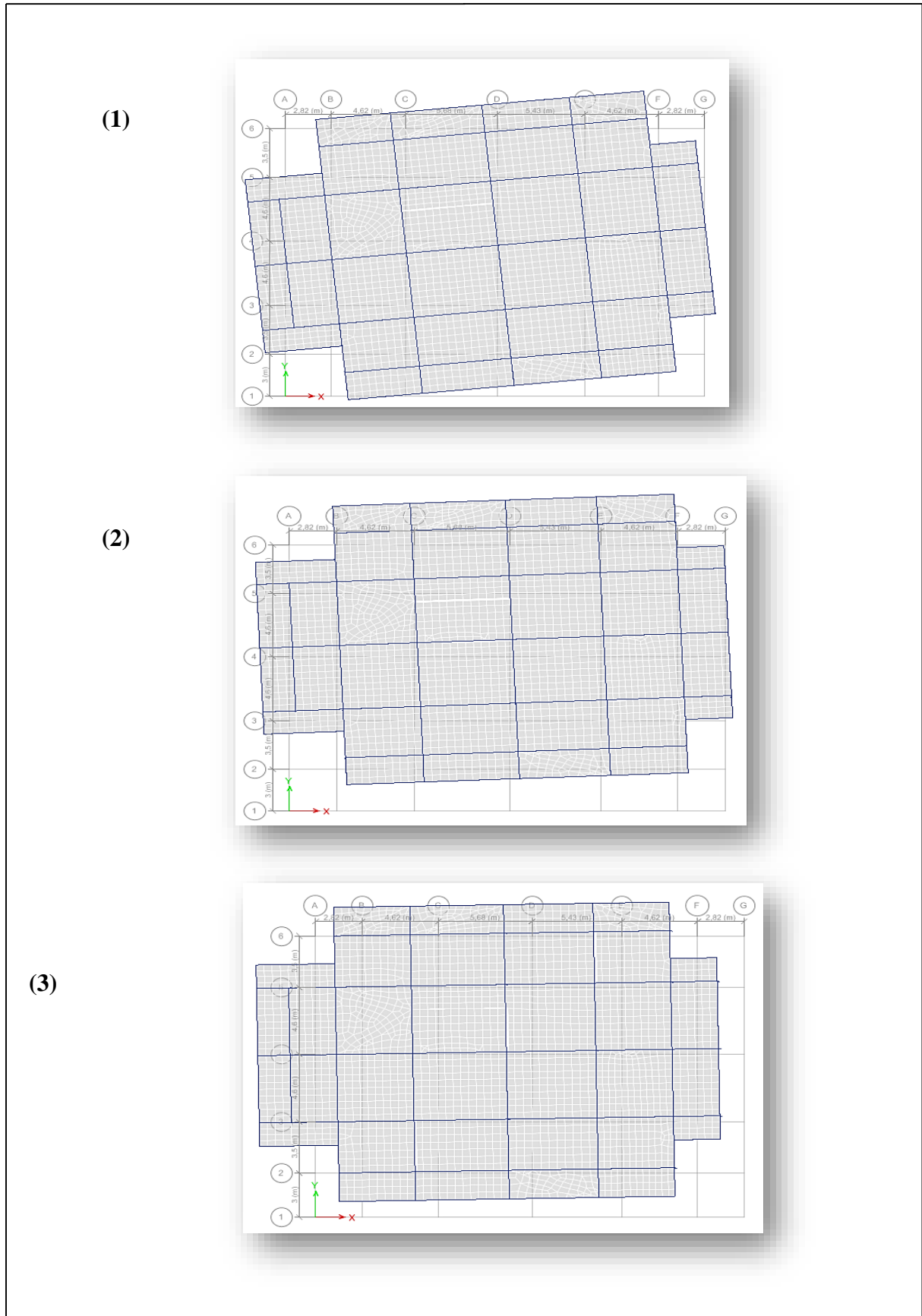


Figure III.2: Les trois premiers modes de vibration.

III.5 Vérifications réglementaires :**III.5.1 Justification de l'interaction voiles portiques :**

Npoteaux KN	Nvoile X KN	Nvoile Y KN
254,1507	372,2818	400,9317
1755,0626	224,0635	375,3047
2100,2358	172,7591	372,2818
1759,0541	320,6507	413,0599
230,2274	218,714	348,6355
1382,2408	346,6075	320,6507
1678,8265	313,2131	275,03
1919,9278	297,9882	284,03
1742,0242	200,1292	294,01
1300,3273	9457,97	315,64
545,4045		372,28
1458,5278		375,3
1417,4606		627,05
2160,7735		629,96
600,9556		632,96
2786,2293		637,63
2408,9423		668,95
1428,5344		400,93
2507,5288		
533,0682		
2215,9293		
2662,3305		
392,5412		
1396,0847		
2052,5363		
1820,7017		
1327,2842		
150,8859		
136,3522		
1061,191		
1153,7808		
921,7049		
49,2402		
67%	18%	15%

Tableaux III. 2 : Résultats de l'interaction.

	Vx voile	VxTot	Vx pot
	275,4037	2378,97	307,93
	126,4185		
	119,7513		
	391,5288		
	280,6815		
	118,3489		
	112,74		
	116,2472		
	529,9216		
Somme	2071.04		
			12,94

Tableau III.3 : Résultats de l'interaction.

D'après les tableaux, on remarque que le taux des charges reprises par les voiles ne dépasse pas les 20% et les voiles reprennent 100% de la charge totale, selon l'article 3.4 par le RPA 99/version 2003 CLASSIFICATION.

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

LES VOILES REPRENENT 100% DE V.

III.5.2 Utilisation de la méthode statique règlementaire :

$V_{dyn} > 80\% V_{st}$.

III.5.2.1 Estimation de la période fondamentale expérimentale :

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T * h_N^{3/4} \text{ (Article 4.2.4 / Formules 4.6 de RPA 99 / version 2003)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 31.28m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003**.

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

$T_1 = 0,66 \text{ sec}$

III.5.2.2 La résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{ST} . (Article 4.3.6 de RPA99 / version 2003).

Si $V_{dyn} < 0,8 V_{ST}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces

, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0,8 V_{ST}}{V_{dyn}}$

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique Équivalente.

Calcul de l'action sismique :

La force sismique V_{ST} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{ST} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Article 4.2.3 / Formules 4.1 de RPA 99 / version 2003})$$

➤ Le Coefficient d'accélération de zone (A) :

Coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 de RPA 99 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la willaya d'ANNABA, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne, sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.).

⇒ Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A = 0,15$

➤ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement.

⇒ Dans notre structure on a un système Portiques contreventés par des voiles,

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 4$

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité Q est défini par : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ (Formules 4.4 de RPA 99 v2003).

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

Critère " q "	P _q	
	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.00	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Valeur de Q	1.1	1.1

Tableau III.4 : Valeurs des pénalités.

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

Ce coefficient donné par :

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

(Formule 4.2 de RPA 99/V2003)

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

Sol ferme (catégorie S2) → $T_2 = 0.4$ sec

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \dots \text{(formule 4.3 de RPA 99/v2003)}$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique, donné par le tableau 4.2 du RPA 99/v2003. ⇒ Voiles ou murs : $\xi = 10\%$

D'où : $\eta=0.76$

- la période $T = 0.66\text{sec}$ / site 2

$D(5\%) = 1,7$ $D(10\%) = 1,29$

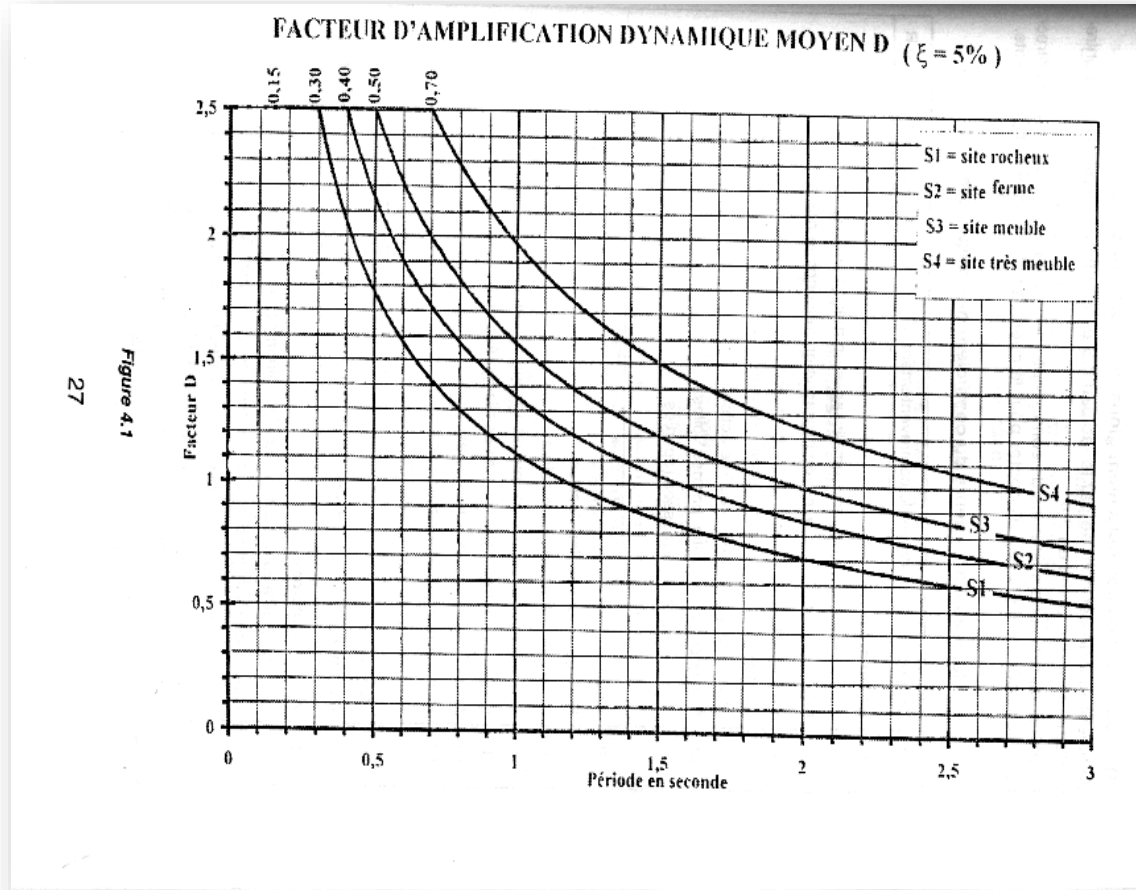


Figure III.3 : Facteur d'amplification dynamique

- Poids total :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations.

Poids total de la structure W égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

(i)

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

⇒ le bâtiment à usage d'habitation → $\beta = 0.2$

Le poids total de la structure est :

$$W_{Gi} = 55694,48 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 10588,26$$

$$W = 57812,1363 \text{ KN}$$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	D	R	W	Q	$V_{st}(\text{KN})$
Sens X	0.15	1.29	4	57812,1363	1.1	3096,351
Sens Y					1.1	3096,351

Tableau III.5 : La force sismique à la base par la méthode statique équivalente.

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

	$0.8 \times V_{st}(\text{KN})$	$V_{dyn}(\text{KN})$	$V_{dyn} > 0.8 V_{st}$
E_X	2477.08	2099,12	Non vérifiée
E_Y	2477.08	1829,95	Non vérifiée

Tableau III.6 : vérification de la résultante sismique.

⇒ d'après les résultats du tableau dans le sens X et Y : $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, alors on doit augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport :

$$\frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}} = 1.18 \text{ selon l'axe X}$$

$$\frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}} = 1.35 \text{ selon l'axe Y}$$

Coefficient correcteur C_{cx} C_{cy}

$$G+Q+1.18E_X$$

$$G+Q+1.35E_Y$$

III.5.3 Vérification de L'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse

pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

Niveaux	Dimensions du bâtiment		Center of mass		Center of rigidity		Excentricité		Le Rapport	
	Lx	Ly	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY	Ex/Lx (%)	Ey/Ly (%)
STORY 10	26	16,2	12,301	11,1022	13,3839	11,4137	1,0829	0,3115	4,17%	1,92%
STORY 9	26	16,2	12,4068	11,0971	13,4039	11,4732	0,9971	0,3761	3,84%	2,32%
STORY 8	26	16,2	12,4096	11,0987	13,4434	11,5426	1,0338	0,4439	3,98%	2,74%
STORY 7	26	16,2	12,5087	11,0973	13,4849	11,6074	0,9762	0,5101	3,75%	3,15%
STORY 6	26	16,2	12,5223	11,0786	13,5143	11,6642	0,9920	0,5856	3,82%	3,61%
STORY 5	26	16,2	12,5122	11,0721	13,5285	11,7195	1,0163	0,6474	3,91%	4,00%
STORY 4	26	16,2	12,383	11,0929	13,529	11,7564	1,1460	0,6635	4,41%	4,10%
STORY 3	26	16,2	12,3588	11,0936	13,5131	11,7691	1,1543	0,6755	4,44%	4,17%
STORY 2	26	21,5	12,3001	11,0895	13,4748	11,7497	1,1747	0,6602	4,52%	3,07%
STORY 1	26	21,25	12,2579	9,1452	13,3695	11,6208	1,1116	2,4756	4,28%	11,65%
NIVEAU 00	26	21,25	12,6254	8,5119	13,0618	11,1032	0,4364	2,5913	1,68%	12,19%

Tableau III .7 : Vérification de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représentée dans le tableau précédent, ne dépasse pas les 15%, alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

III.5.4 Les déplacements latéraux inter- étage :

Selon le RPA99/2003(Art5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- Δk : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

- δk : Le déplacement horizontal du niveau k"

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Selon le sens X :

Niveaux	h (mm)	UX (mm)	UX x 4	UX-1	%
NIVEAU 0	3740	0,678	2,712	2,712	0,07%
1er	3740	2,248	8,992	6,28	0,17%
2eme	3060	4,035	16,14	7,148	0,23%
3eme	3060	5,985	23,94	7,8	0,25%
4eme	3060	8,047	32,188	8,248	0,27%
5eme	3060	10,169	40,676	8,488	0,28%
6ème	3060	12,299	49,196	8,52	0,28%
7ème	3060	14,379	57,516	8,32	0,27%
8ème	3060	16,357	65,428	7,912	0,26%
9ème	3060	18,217	72,868	7,44	0,24%
10ème	3060	19,949	79,796	6,928	0,23%

Tableau III .8 : Vérification des déplacements selon le sens X

Selon le sens Y :

Niveaux	h (mm)	UY (mm)	UY x R	UY-1	%
NIVEAU 0	3740	1,135	4,54	4,54	0,12%
1er	3740	3,44	13,76	9,22	0,30%
2eme	3060	5,913	23,652	9,892	0,32%
3eme	3060	8,696	34,784	11,132	0,36%
4eme	3060	11,633	46,532	11,748	0,38%
5eme	3060	14,664	58,656	12,124	0,40%
6ème	3060	17,656	70,624	11,968	0,39%
7ème	3060	20,557	82,228	11,604	0,38%
8ème	3060	23,283	93,132	10,904	0,36%
9ème	3060	25,866	103,464	10,332	0,34%
10ème	3060	28,235	112,94	9,47	0,31%

Tableau III .9 : Vérification des déplacements selon le sens Y.

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

III .5.5Le déplacement max au sommet :

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

Selon le sens X :

Sens X			
Uxmax	R x UX	%	Obsr
19.94	79.79	0,26	Vérfifié

Tableau III .10 : Vérification du déplacements max au sommet selon le sens X.

Selon le sens Y :

Sens Y			
U _{max}	R x U _Y	%	Obsr
28,23	112,94	0,36	Vérifié

Tableau III .11 : Vérification du déplacements max au sommet selon le sens Y.

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est vérifiée.

III.5.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) 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 :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

- **P K** : Poids total de la structure et des charges d'exposition associées au-dessus du niveau
- **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 ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	h	P	Δx	VX	θ_x	Δy	VY	θ_y
NIVEAU 0	3740	66282,7483	2,712	2455,9818	0,0196	4,54	2470,4415	0,0326
RDC	3740	58146,8997	6,28	2385,3745	0,0409	9,22	2391,2262	0,0599
1ere	3060	51377,7358	7,148	2263,2858	0,0530	9,892	2259,8149	0,0735
2eme	3060	45381,6487	7,8	2133,7048	0,0542	11,132	2119,7014	0,0779
3eme	3060	39430,9315	8,248	1981,3964	0,0536	11,748	1959,3856	0,0773
4eme	3060	33526,9893	8,488	1813,8825	0,0513	12,124	1791,4313	0,0742
5ème	3060	27719,1185	8,52	1632,2824	0,0473	11,968	1618,434	0,0670
6ème	3060	21937,0612	8,32	1425,196	0,0419	11,604	1423,6137	0,0584
7ème	3060	16159,4567	7,912	1178,5069	0,0355	10,904	1185,7793	0,0486
8ème	3060	10335,1024	7,44	875,5535	0,0287	10,332	881,5278	0,0396
9ème	3060	4509,3695	6,928	483,3848	0,0211	9,476	491,7308	0,0284

Tableau III .12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

III.5.7 Vérification au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.25$$

Avec :

- M_s : Moment stabilisant.
- M_R : Moment renversant.

Sens X			Sens-Y		
M_s	M_R	M_s/M_R	M_s	M_R	M_s/M_R
606227,071	48128,0561	12,5961263	606227,071	41250,2888	14,696311

Tableau III .13 : Vérification au renversement.

D'après le tableau $\frac{M_s}{M_R} \geq 1.25$, Donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

Un joint sismique de 80 mm est à prévoir en plus du bâtiment mitoyen.

III.6 Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité imposée par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer au ferrailage des éléments.

CHAPITRE IV

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

IV.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 poteaux, les poutres et les voiles.

IV.2 Les poutres :

IV.2.1 Rôle et définition :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux.

IV.2.2 Calcul du ferrailage :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination la section des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

IV.2.2.1 Armature longitudinale :

Le calcul des armatures longitudinales a été fait suivant les règles BAEL91 modifié 99 en prenant les résultats des moments à partir du logiciel (Etabs) et en utilisant le programme Robot EXPERT pour le ferrailage.

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Poutre principal 30x45 (étage courant) :

ELU		ELS	
Mt (KN,m)	Ma(KN,m)	Mt(KN,m)	Ma(KN,m)
56.30	98.52	40.82	71.51

Tableau IV.1 : Sollicitations maximales dans la poutre principal 30x45(étage courant).

Poutre principal 30x45(RDC) :

ELU		ELS	
Mt (KN,m)	Ma(KN,m)	Mt(KN,m)	Ma(KN,m)
79.47	125.50	55.86	87.88

TableauIV.2 : Sollicitations maximales dans la poutre principal 30x45(RDC).

Poutre secondaire 30x35 (étage courant) :

ELU		ELS	
Mt (KN,m)	Ma(KN,m)	Mt(KN,m)	Ma(KN,m)
12.86	16.93	9.36	12.3

Tableau IV.3 : Sollicitations maximales dans la poutre secondaire 30x35 (étage courant)

Poutre secondaire 30x35 (RDC) :

ELU		ELS	
Mt (KN,m)	Ma(KN,m)	Mt(KN,m)	Ma(KN,m)
16,69	21,02	11,79	15,83

Tableau IV.4 : Sollicitations maximales dans la poutre secondaire 30x35 (RDC)

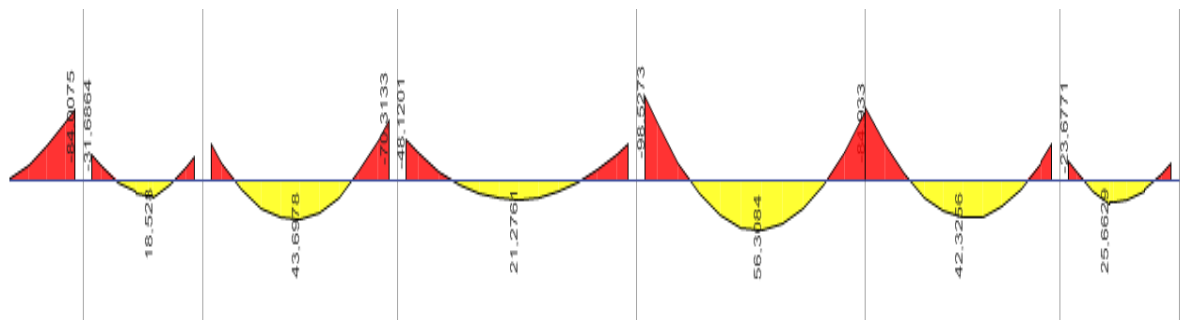
Le calcul de la section d'armature se fait par le **ROBOT expert BA**, Les résultats sont résumés dans le tableaux suivant :

	En travée		En appuis	
	A(cm2)	Ferrailage Choisi en cm ²	A(cm2)	Ferrailage Choisi en cm ²
Poutre principal 30x45 (étage courant)	5,6	5HA14=7.7	10.1	6HA16=12.06
Poutre principal 30x45 (RDC)	7.6	5HA14=7.7	12.4	8HA16=16.08
poutre secondaire 30x35	1.6	3HA14=4.62	2.1	3HA12=3.39

Tableau IV.5 : Ferraillage des poutres principales et secondaires.

Diagramme des sollicitations dans les poutres principal (étage courant) :

Poutre principal 30x45 ELU :



Poutre principal 30x45ELS :

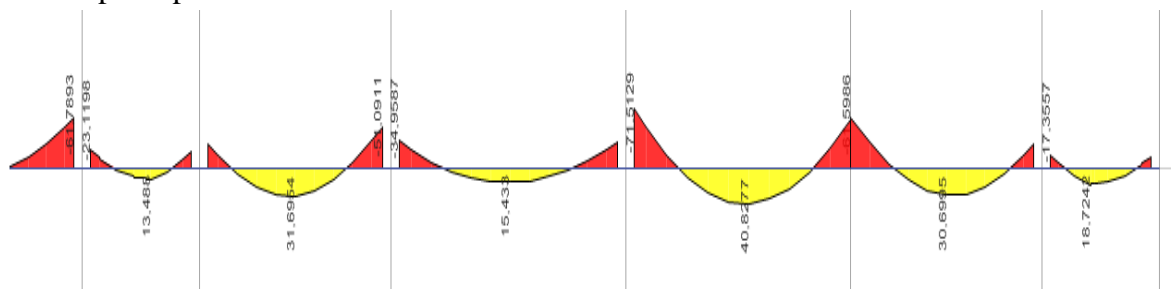
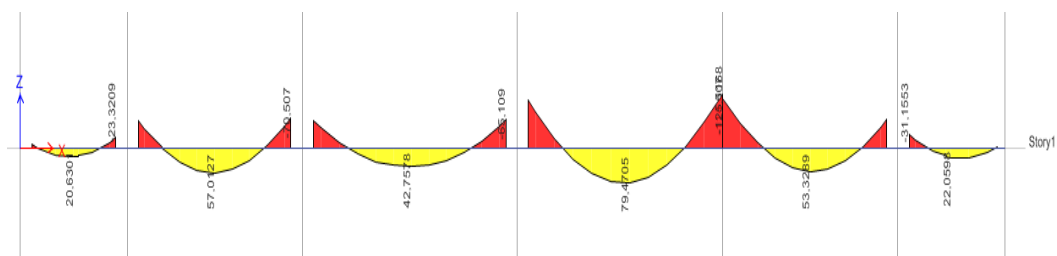


Figure IV.1 : Diagramme des sollicitations dans les poutres principales (étage courant)

Diagramme des sollicitations dans les poutres principales (RDC) :

Poutre principale 30x45 ELU :



Poutre principal 30x45 ELS :

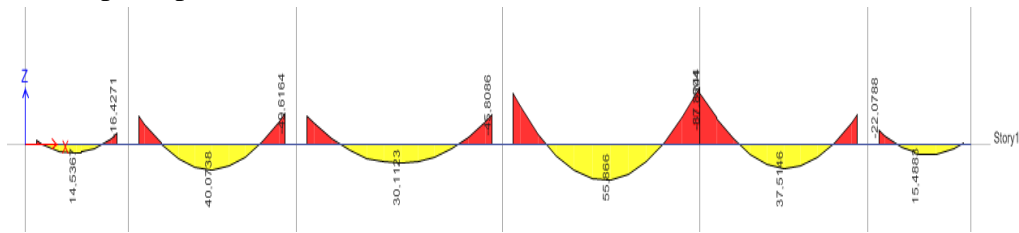
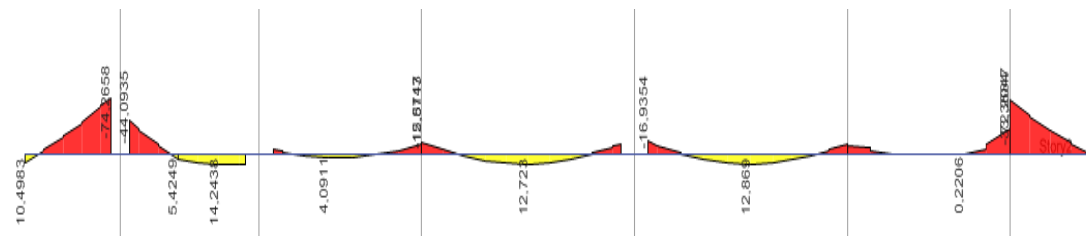


Figure IV.2 : Diagramme des sollicitations dans les poutres principales (RDC).

Diagramme des sollicitations dans les poutres secondaires (étage courant) :

Poutre secondaire 30x35 ELU :



Poutre secondaire 30x35 ELS :

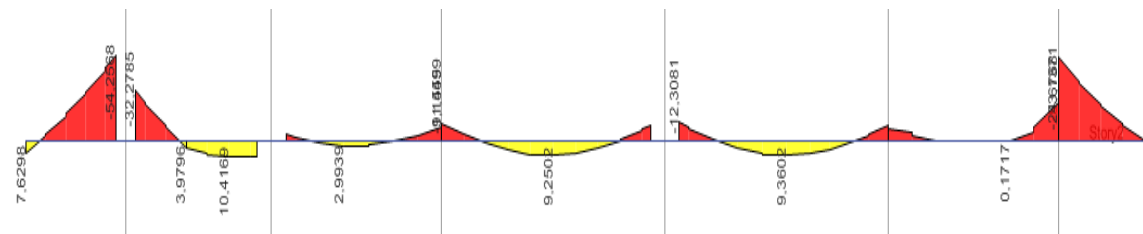
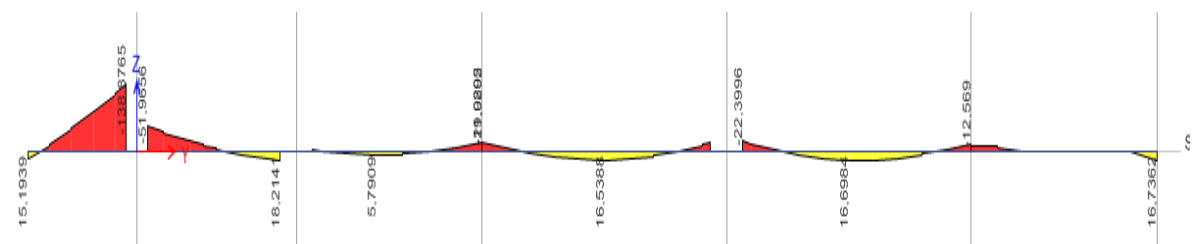


Figure IV.3 : Diagramme des sollicitations dans les poutres secondaires (étage courant).

Diagramme des sollicitations dans les poutres secondaires (RDC) :

Poutre secondaire 30x35 ELU :



Poutre secondaire 30x35ELS :

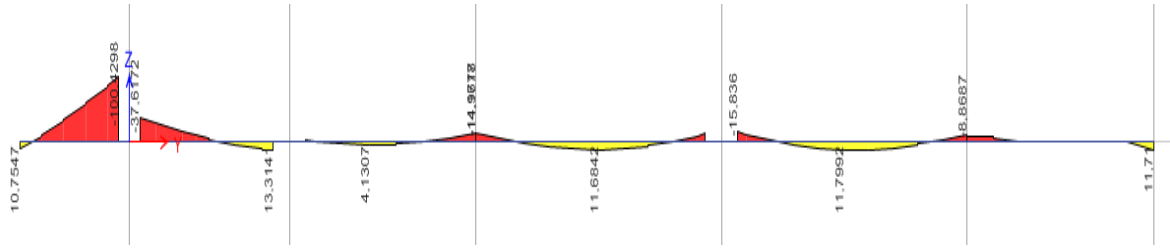


Figure IV.4 : Diagramme des sollicitations dans les poutres secondaires (RDC)

IV.2.2.2 Armature transversale :

Ces aciers reprennent les efforts tranchant, ils sont généralement constitués des cadres, d'épingles ou d'étriers.

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1 \right) = \min (12.85 ; 30 ; 16)$$

$\varnothing_t \leq 12.85$ mm on prend $\varnothing_t = 8$ mm

- L'espace des cadres :

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

Article 7.5.2.2/ RPA version 2003 :

- Dans la zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\Phi; 30cm)$

- En dehors de la zone nodale : $St \leq h/2$

	Zone nodal		Zone courante	
	ST (calculé)	ST (choisie)	ST (calculé)	ST (choisie)
PP30x45	11,25cm	10 cm	22,5cm	20cm
PS30x35	8,75cm	8cm	17,5	15cm

Tableau IV.6 : L'espace des cadres des poutres.

La zone nodale est définie par l : l' = 2*h

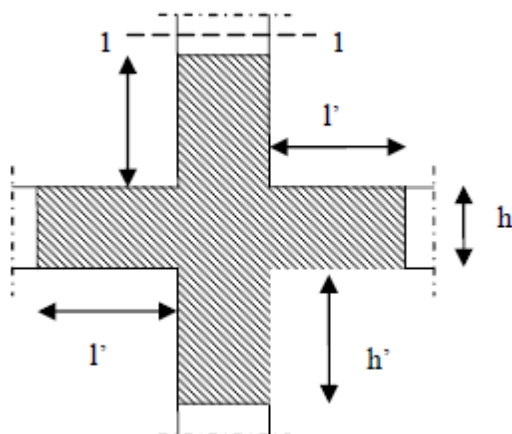


Figure IV.5 : Zone nodal (poutre).

La longueur de la zone nodale des poutres sont résumés dans le tableaux suivant :

	h(cm)	l'(cm)
PP30x45	45	90
PS30x35	35	70

Tableau IV.7 : Longueur de la zone nodale des poutres.

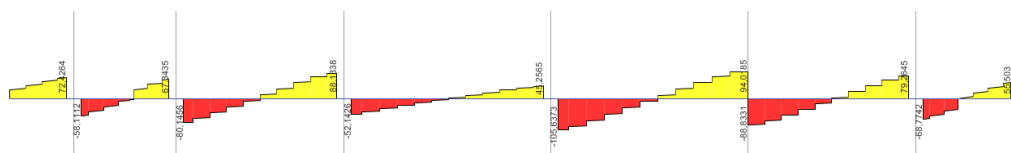
IV.2.3 Vérification des poutres aux états limites (ELU et ELS) :

-Vérification des contraintes tangentielles : CBA93(Article A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$\text{fissuration préjudiciable } \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{ct28}}{1,5}, 4 \text{MPa} \right)$$

P.P



P.S

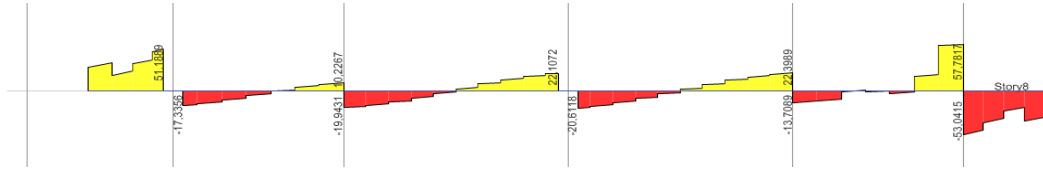


Figure IV .6 : Diagramme des efforts tranchants dans les poutres.

	Vu max(KN)	τu	τ̄ (MPa)	observation
P.P	105.63	0.869	2.5	Vérifiée
P.S	22.39	0.23	2.5	Vérifiée

Tableau IV .8 : Vérification des contraintes tangentielle.

$$St \leq \frac{0,9.At.f_e}{b.\tau_u} \implies St \leq \frac{0,9.2.400}{30.0.86}$$

$$St \leq 27.58 \text{ cm}$$

- Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{M_s.y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	Ms(KN.m)	As(cm²)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	σ_b(MPa)	σ_b(MPa)	Vérification
Travée	55.86	7.7	30	45	4	7.2	15	vérifiée
Appuis	87.88	12.4	30	45	4	9.7	15	Vérifiée

Tableau IV.9: vérification de la contrainte du béton.

-Vérification de la flèche (étage courant) :

$$\text{Il faut vérifier : } \Delta f_t \leq \bar{f}$$

- Δf flèche totale, calculée par le Robot expert BA

- \bar{f} flèche admissible si $L > 5m \rightarrow f = 0.5cm + \frac{L}{1000}$

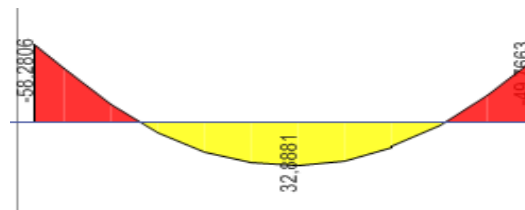
si $L < 5m \rightarrow f = \frac{L}{500}$

Mg(KN.m)	Mp(KN.m)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	observation
32,88	40,72	0,47	1,04	Vérifiée

Tableau IV.10: Vérification de la flèche (étage courant).

Moments appliqués :

- Moment dû à la charge permanente (G) :



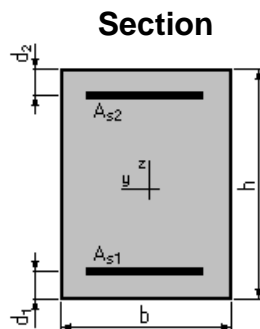
$L = 5.43 \text{ m}$

Les résultats donnés par Robot expert BA :

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



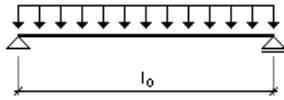
$b = 30,0 \text{ (cm)}$

$h = 45,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 4,5 \text{ (cm)}$

$d_2 = 4,5 \text{ (cm)}$

Schéma statique



$l_0 = 5,4 \text{ (m)}$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1,00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 32,88 \text{ (kN*m)}$

Moment dû à la charge totale : $M_p = 40,82 \text{ (kN*m)}$

Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Section des armatures :

$A_{S1} = 10,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Densité du ferrailage : $\rho = 0,83 \text{ (\%)}$

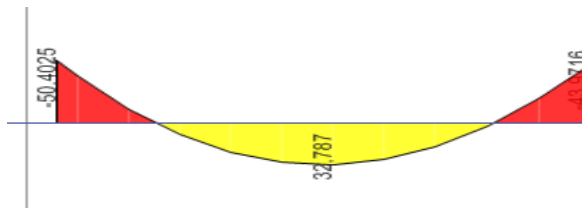
Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4,7 \text{ (mm)} < f_{adm} = 10,4 \text{ (mm)}$

-Vérification de la flèche (RDC) :

(G) :



Les résultats donnés par Robot expert BA :

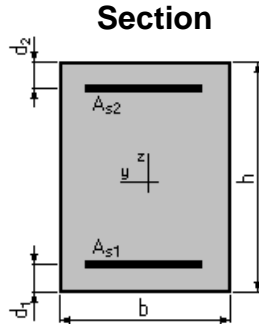
Mg(KN.m)	Mp (KN.m)	$\Delta f(\text{cm})$	$\bar{f}(\text{cm})$	observation
28.85	55.86	0,46	1,04	Vérifiée

Tableau IV.11: Vérification de la flèche (RDC).

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



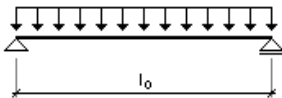
$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$$l_0 = 5,4 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1,00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 28,85$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 55,86$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0,00$	(kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 16,1$ (cm²)
 $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
 Densité du ferrailage : $\rho = 1,31$ (%)
 Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0,10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4,6$ (mm) < $f_{adm} = 10,4$ (mm)

IV.2.4 Disposition constructive :

-L'ancrage des armatures longitudinales sup et inf dans les poteaux doit être effectué avec des crochets à 90°.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone IIa).
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud de l'appui.

IV.2.5 Schéma de ferraillage

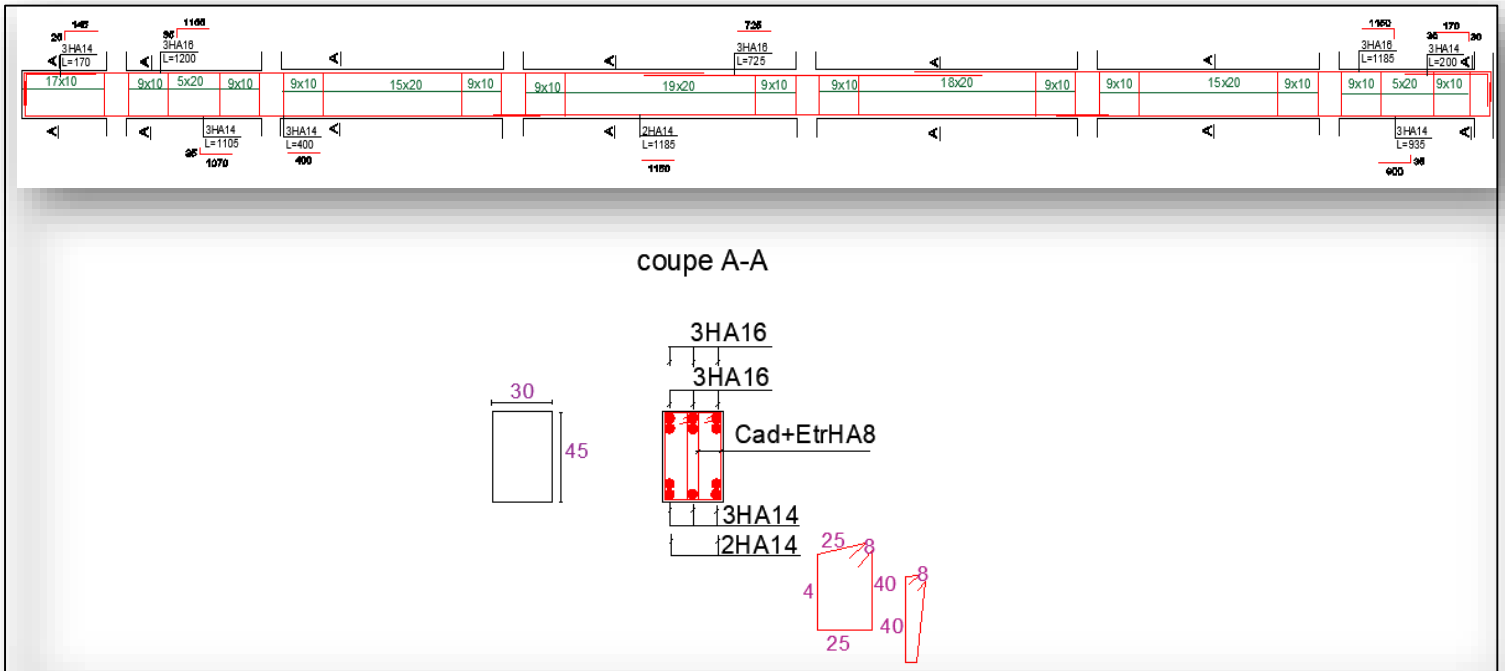


Figure IV.7: Ferraillage poutre principale étage courant.

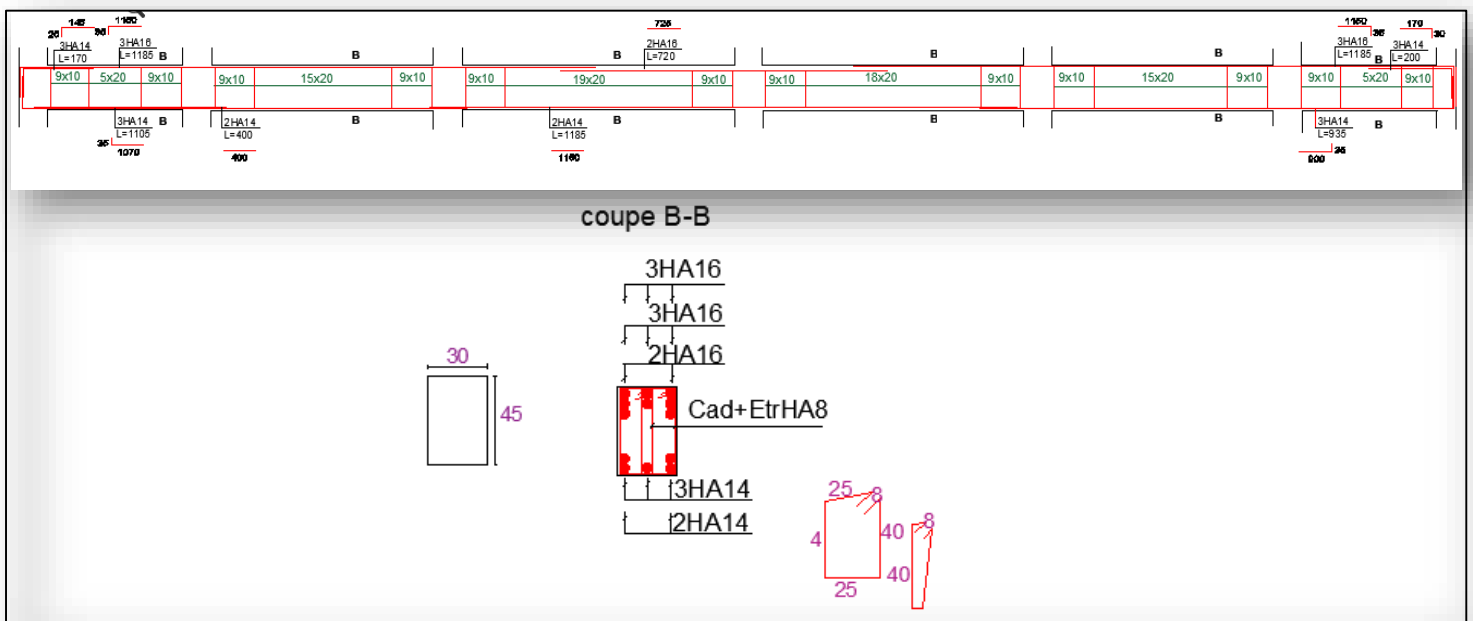


Figure IV.8: Ferrailage poutre principale RDC.

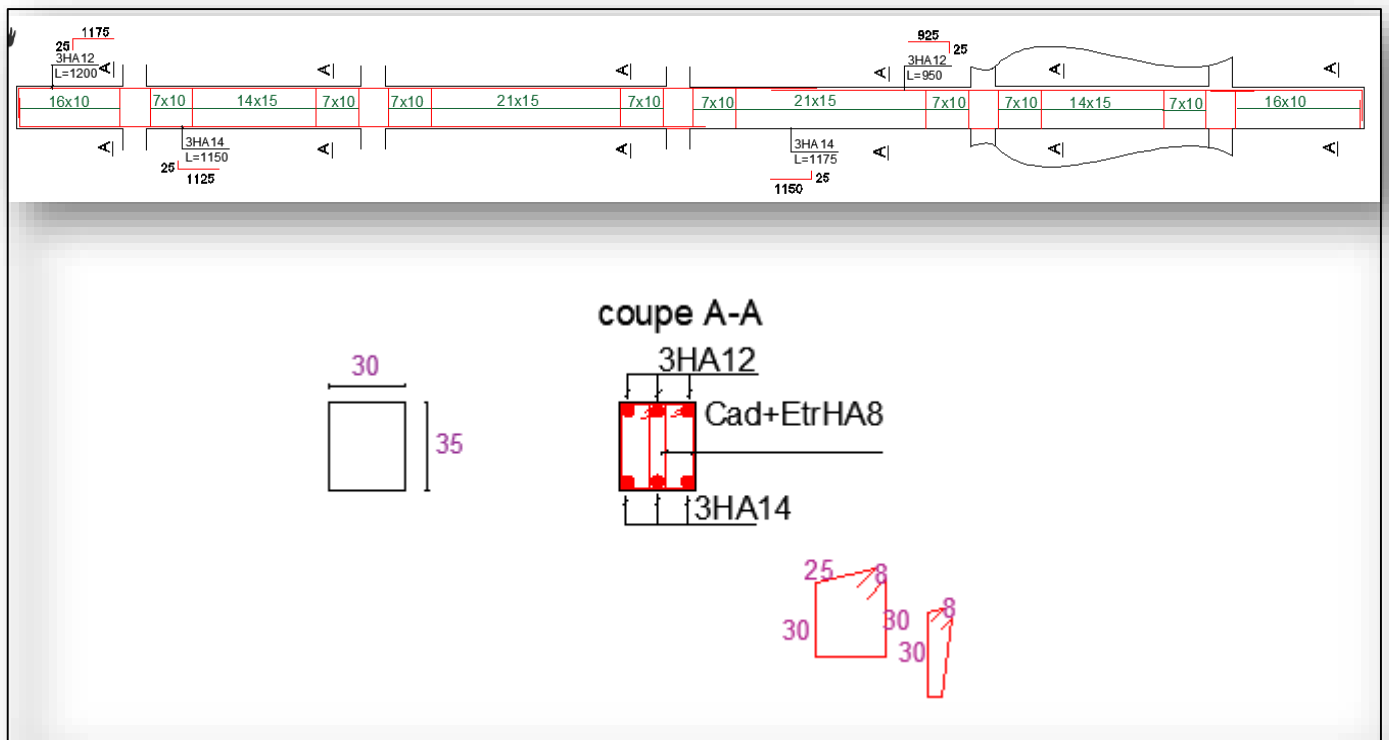


Figure IV.9: Ferrailage poutre secondaire étage courant.

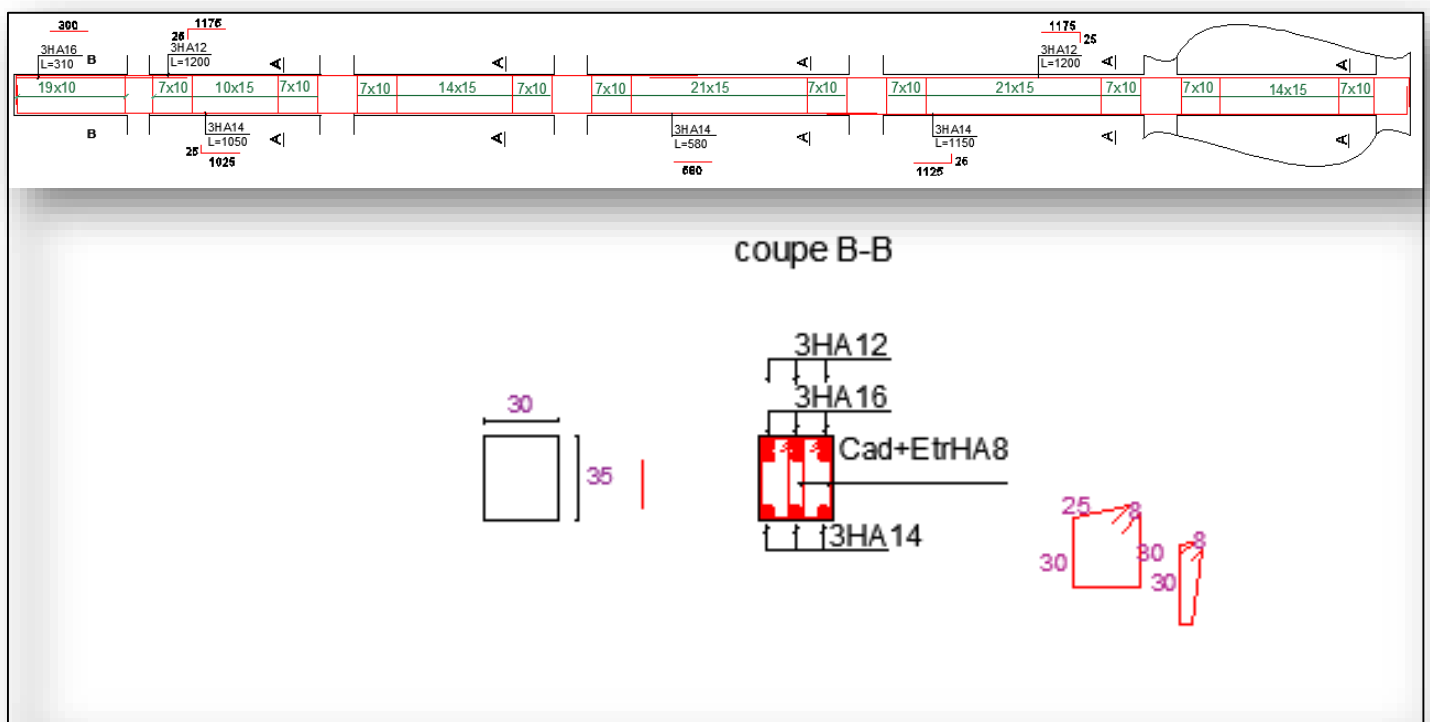


Figure IV.10: Ferrailage poutre secondaire RDC

IV.3 Les poteaux :

IV.3.1 Rôle et définitions :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres les fondations.

IV.3.2 Calcul du ferrailage :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant dans les sens transversaux et longitudinaux. Ils sont donc calculés en flexion déviée composée

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Selon C.B.A:** (situation durable)

ELU1,35 G + 1,5 Q

ELSG + Q

- **Selon RPA 99 :** (situation accidentelle)

G + Q ±E

IV.3.2.1 Ferrailage longitudinal :

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

N_{Max} → M_{Correspond} (ELU & ELS)

M_{Max} → N_{Correspond} (ACC)

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS**, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	ELU			ELS			ELA		
	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)	My(KN.m)	Mz(KN.m)	N(KN)
65x65	3848,68	19,5	9,17	2807,74	14,33	6,5	101,7	51,93	2477,38
60x60	3303,22	46,57	4,58	2415,78	34,37	3,37	76,10	42,13	2080,44
40x40	1392,75	35,56	3,43	1018,33	26,29	2,47	40,03	17,17	905,16

Tableau IV.12 : Sollicitations maximales dans les poteaux.

On a toujours un moment faible par rapport à un effort de compression fort.

Le dimensionnement a donné un ferrailage minimum, donc le ferrailage des poteaux sera selon le ferrailage minimum exigé par le RPA en zone IIa (0.8% article 7.4.2.1).

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

section	A_{min} RPA (cm ²)	Adoptée (cm ²)
65x65	33,8	18HA16=36,19
60x60	28,8	16HA16=32,17
40x40	12,8	8HA16=12,8

Tableau IV.13 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

IV.3.2.2 Ferrailage transversales :

Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

D'après le B.A.E.L :

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_{max} = \frac{1}{3} 16 = 5.33 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

- L'espacement des cadres :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

Article 7.4.2.2 / RPA99 version 2003 :

Dans la zone nodale : $t < \text{Min}(10\Phi ; 15\text{cm})$

Zone II

Dans la zone courante : $t' < 15\Phi$

Section	Zone nodal		Zone courante	
	St calculé	St choisie	St calculé	St choisie
65x65	15cm	15cm	24cm	21cm
60x60	15cm	15cm	24cm	21cm
40x40	15cm	15cm	24cm	21 cm

Tableau IV.14 : L'espacement des cadres des poteaux.

La zone nodale est définie par h' :

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm}).$$

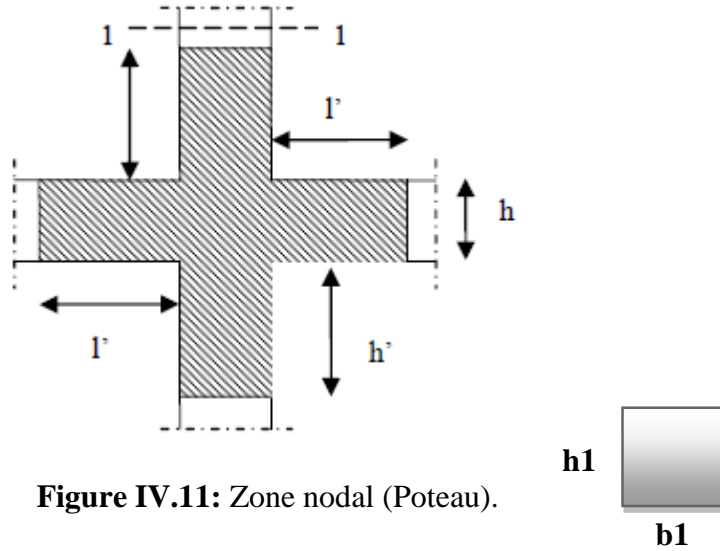


Figure IV.11: Zone nodal (Poteau).

La longueur de la zone nodale des poteaux sont résumés dans le tableaux suivant :

	Section(cm ²)	h' (cm)
RDC	65x65	65
Etage courant	60x60	60
	40x40	60

Tableau IV.15 : La longueur de la zone nodale des poteaux.

IV.3.3 vérification des poteaux :

IV.3.3.1 condition non fragilité :

$$A_{min} \leq A_s \quad b \times h \times \frac{f_t \times 28}{f_e} \leq A_s$$

$$65 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 22.18 \text{ cm}^2 \leq 36.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

IV.3.3.2 vérification de l'effort tranchant à ELU :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{B.d} ; \bar{\tau}_u \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{53,65}{0,6.0,9.0,6} = 165.58 \text{ KN/m}^2 = 0.165 \text{ MPa}$$

0.165 MPa < 2.5 MPa Vérifiée

IV.3.3.3 vérification de contrainte à ELS :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}$$

$$M = 14.33 \text{ KN.m} ; N = 2807.74 \text{ KN}$$

$$\sigma < 0.6 * f_{c28}$$

2.9MPa < 15 MPa..... Vérifiée

- calcul à la stabilité du poteau :

$$N = 3848,68 \text{ KN}$$

$$M_{2-2} = 19.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-3} = 9,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ec} = 3848 \times 0.02 = 77$$

$$M_f = N u. e_2 \quad \text{avec} \quad e_2 = \frac{3 l f^2}{10^4 . h} (2 + \alpha \Phi)$$

$$M_f = 3848 \times 0.025 = 96, 21 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 96 + 77 + 20 = 193 \text{ KN.m}$$

Le poteau est totalement comprimé

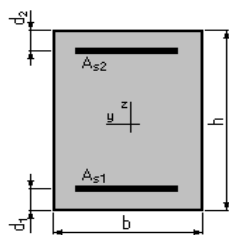
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 65,0$ (cm)
 $h = 65,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	3848,68	19,50

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 5,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 5,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 10,4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 211,3$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0,25$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,25$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N°1: Type ELU N = 3848,68 (kN) M = 19,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,62 Pivot : C
 Position de l'axe neutre : $y = 81,1$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 27,6$ (cm)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,05$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Comprimée : $\sigma'_s = 347,8$ (MPa)

IV.3.4 Disposition constructive :

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone 2II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des nodales.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.
-

IV.3.5 Schéma de ferrailage :

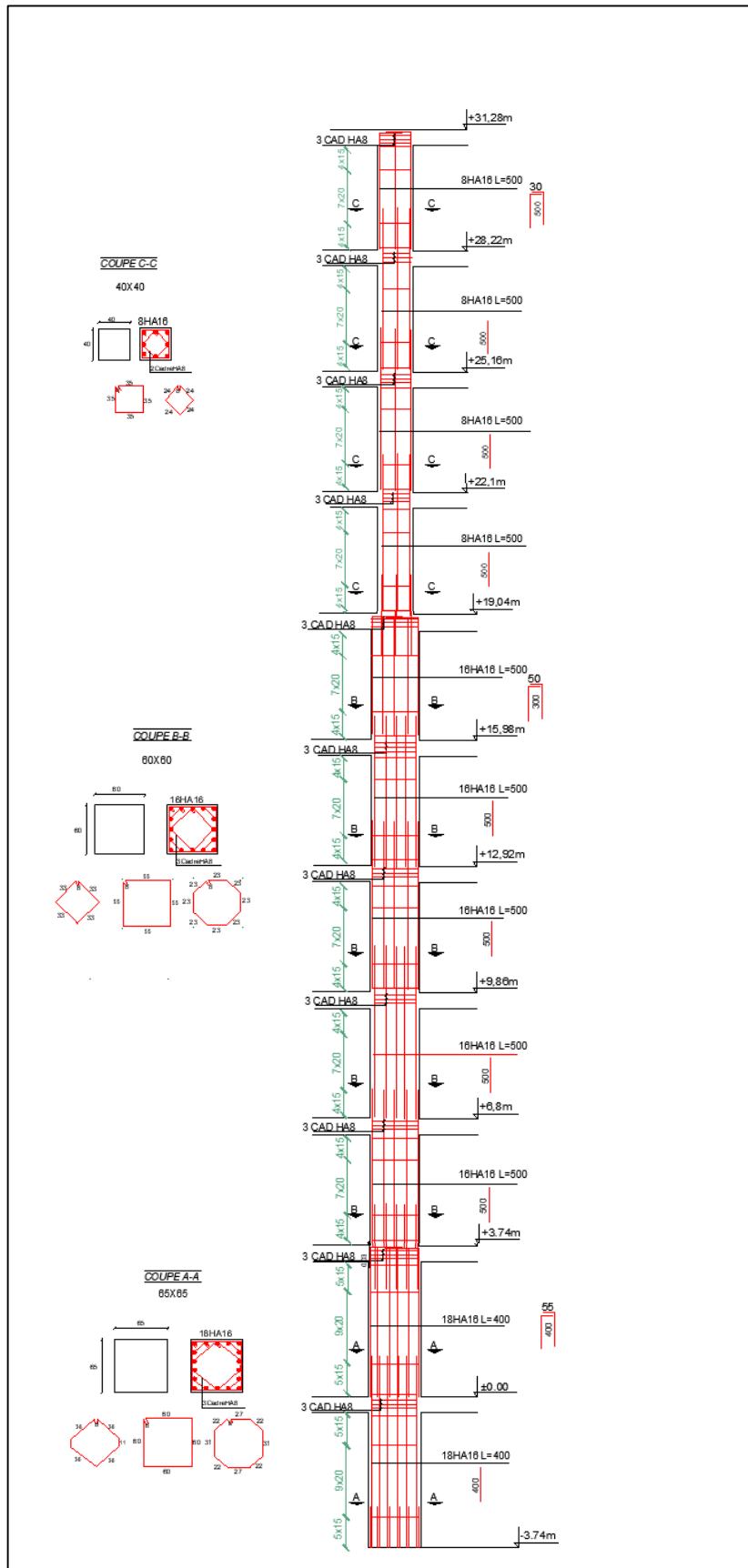


Figure IV.12: Ferrailage poteau intermédiaire.

IV.4 Les voiles :

IV.4.1. Introduction :

Les voiles seront sollicitées par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

IV.4.2 Rôle et définition :

Les voiles sont des éléments en béton armé où la longueur est au moins quatre fois supérieure à la largeur. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

IV.4.3 Le Ferrailage :

Deux modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

IV.4.3.1 Armatures longitudinales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. LE CALCUL A ÉTÉ FAIT DIRECTEMENT À PARTIR DES EFFORTS NORMAUX DONNÉS PAR ETABS.

On distingue 2 cas :

- Si la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15\% (b.h)$

- Si la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ", la section des armatures verticales : **$A_s = F_t / f_e$**

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Voile : (Niveau RDC)

Effort normale :

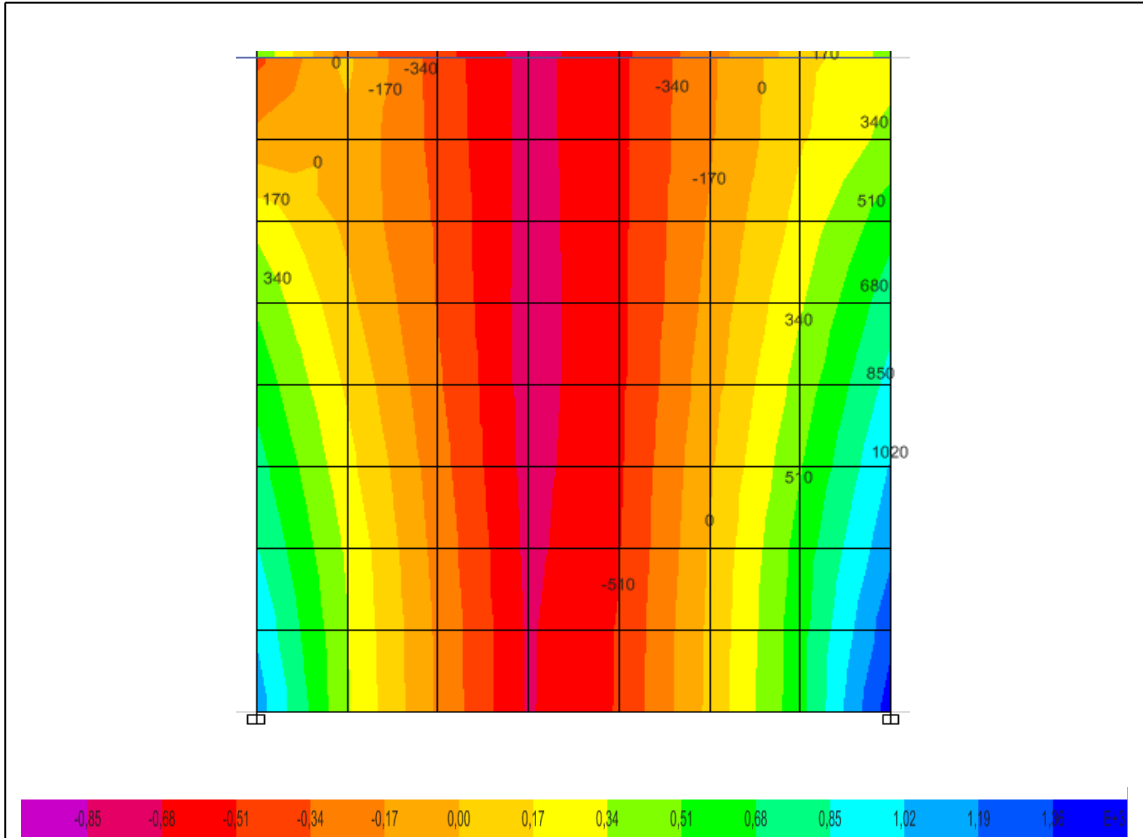


Figure IV .13 : Sollicitation dans le voile.

Longueur du voile 3,8 m

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$F_t = A_s \cdot f_e$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_e} = \frac{701}{40} = 17,52 \text{ cm}^2$$

- raidisseur (30x30) cm² :

On adopte 8HA14 et avec un espacement = 10 cm

-zone d'extrémité (70 cm) :

On adopte 2*3HA14 avec un espacement = 20 cm

-Deuxième mètre intermédiaire 1m (de 180cm) :

On adopte 2*8HA12 avec espacement = 20cm

IV.4.3.2 contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_o.d} = \frac{545}{0.2 \times 0.9 \times 1} = 3027 \text{ KN/m}^2 = 3.027 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 0.2 \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{ vérifie}$$

IV.4.3.3 contrainte de compression :

$$\sigma < \bar{\sigma}$$

ELS

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M_v}{I} = \frac{4535}{0.2 \times 3.5} + \frac{229 \times 1.75}{2a} = 7039.38 \text{ KN/m}^2 = 7.039 \text{ MPa}$$

$$\sigma < 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{ vérifie}$$

IV.4.3.4 Armatures transversales :

$$A_t = \frac{St.a.\tau_u}{0.9.f_e} = \frac{15 \times 20 \times 3.02}{0.9 \times 400} = 2.52 \text{ cm}^2$$

On adopte HA12 avec espacement = 15cm

IV.4.3.5 Schéma de ferrailage :

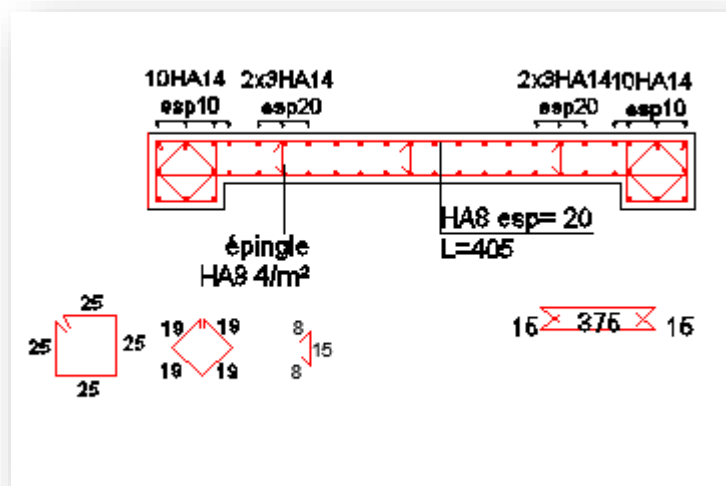


Figure IV.14 : Ferrailage du voile.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Introduction :

Dans ce chapitre on étudiera tous les éléments secondaires tels que les planchers (les poutrelles), les escaliers, l'acrotère, et les balcons.

V.1 Plancher à corps creux :

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

V.1.1 Ferrailage des poutrelles :

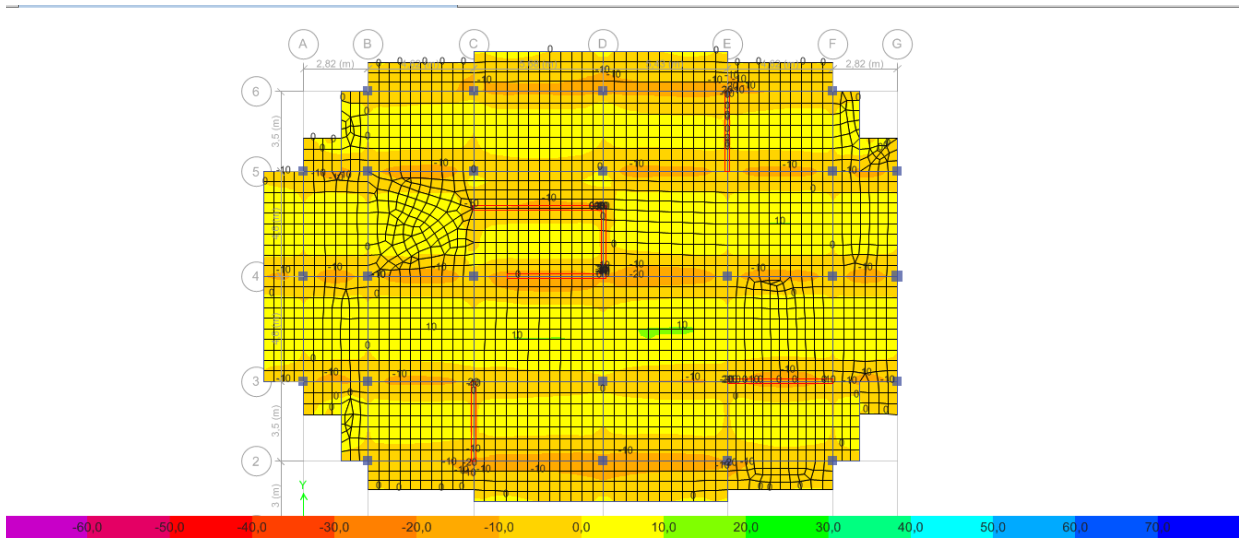
Les poutrelles sont des sections en T en béton armée, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

V.1.1.1 Charge revenant au poutrelles :

Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier

Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de $0.65*q$ (q est la charge totale sur le plancher à corps creux).

ELU



ELS

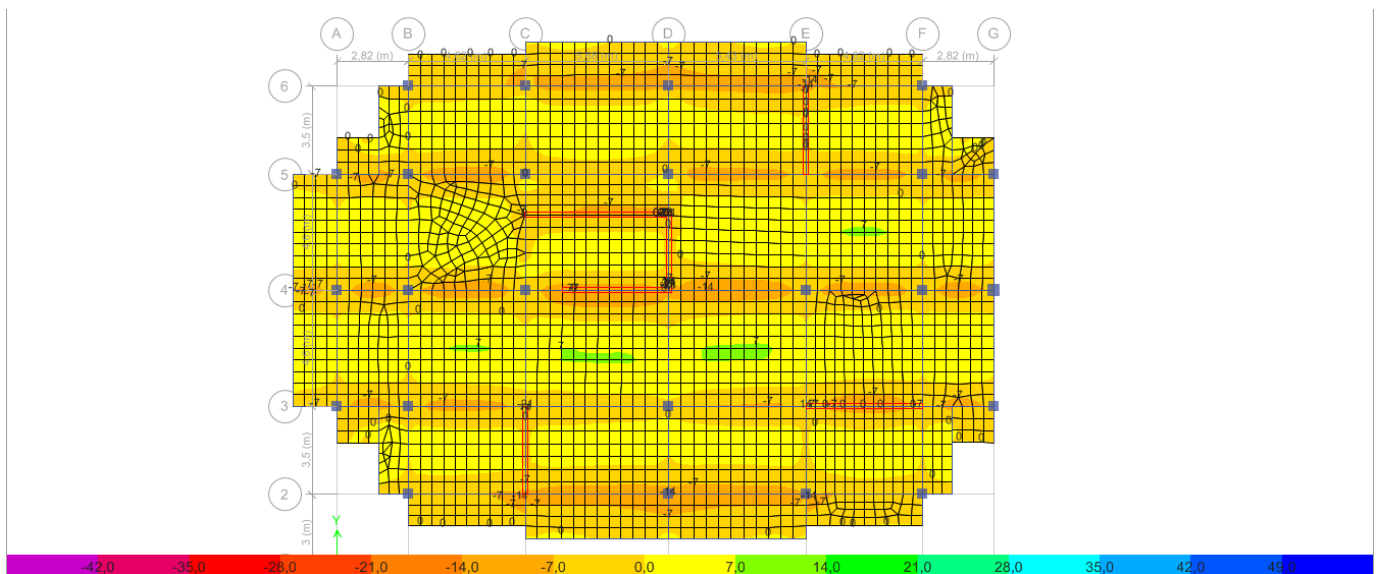


Figure V.1 : Cartographie des plancher.

Les moments suivant la direction des poutrelles elle été résumés dans le tableau suivant :

	M(ELU)	M(ELS)
Travée	10*0,65	7*0,65
Appuis	11*0,65	8*0,65

Tableau V.1 : Sollicitations maximales dans les poutrelles (étage courant).

	M(ELU)	M(ELS)
Travée	14*0,65	10*0,65
Appuis	16*0,65	12*0,65

Tableau V.2 : Sollicitations maximales dans les poutrelles (RDC).

V.1.1.2 Ferraillage :

- **En travée :** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion.
- **En appuis :** la table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient 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 :

	Amin	Acal	choix
travée	1,4	1,57	2HA10
appuis	2,2	2,26	2HA12

Tableau V.3 : Ferraillage des poutrelles (étage courant).

	Amin	Acal	choix
travée	2,26	2,26	2HA12
appuis	2.4	2,83	1HA12 +HA14

Tableau V.4 : Ferraillage des poutrelles (RDC).

Rq : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En appuis :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_{min} = 0,23.65.18. \frac{2,1}{400}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Choix des armatures transversales : selon le B.A.E.L

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t\right) = \min(5,71 ; 10; 14)$$

$$\phi_t \square 5,71 \text{ mm}$$

On prend un diamètre de $\phi=8 \text{ mm}$

Vérification des efforts tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$V_u = 28,51 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15.f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$St \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\tau_u} \implies St \leq \frac{0,9.1.400}{10.1.26}$$

$$St \leq 28,57 \text{ cm}$$

Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	Ms(KN.m)	As (cm ²)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
Appuis	6.5	2.26	10.9	15	vérifiée
Travée	7.8	3.08	12.1	15	Vérifiée

Tableau V.5: vérification de la contrainte du béton à L'ELS.

V.1.2 Ferrailage de la dalle de compression :

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

Donc on choisit un treillis soudé 3/3 d'un quadrillage à maille de dimension (150x150).

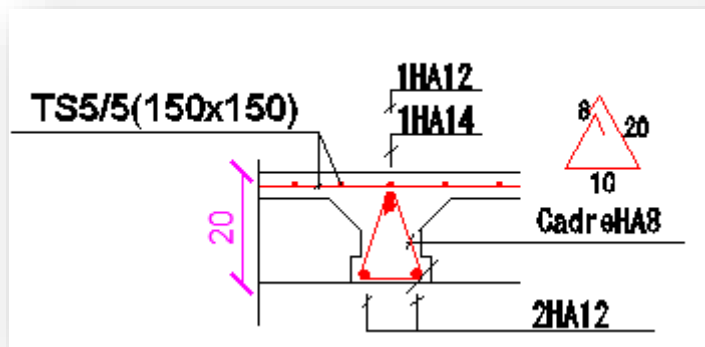
V.1.3 Schéma de ferrailage :

Figure V.2 : Ferrailage poutrelle RDC.

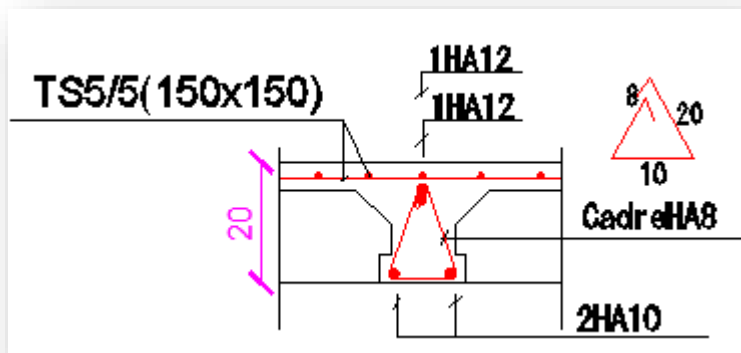


Figure V.3 : Ferrailage poutrelle étage courant.

V.2 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 le volet 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volet.

V.2.1 Calcul des sollicitations :

Le chargement qui revient sur l'escalier :

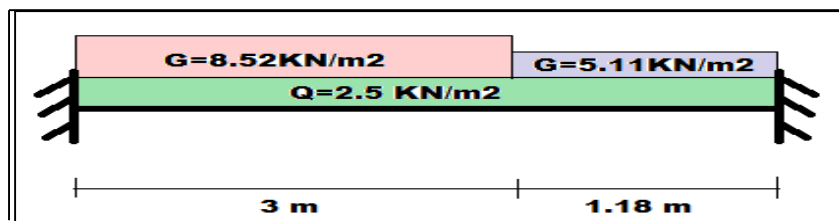
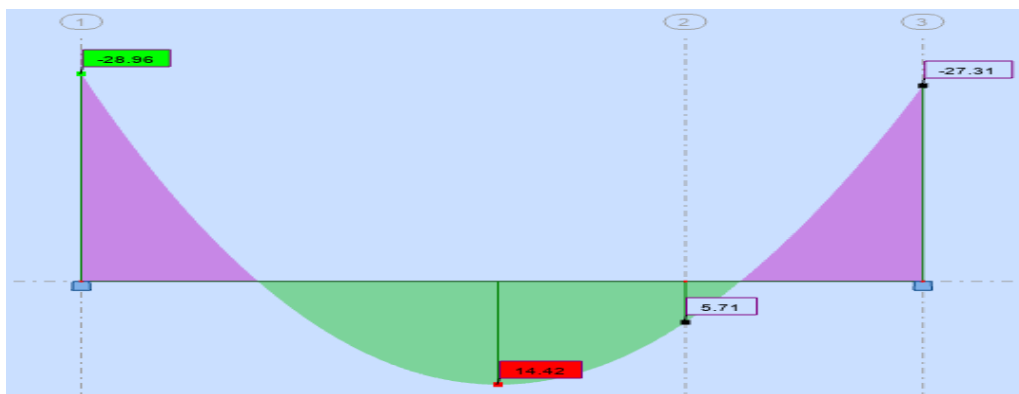


Figure V.4 : Chargement de l'escalier.

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après :

ELU :



ELS :

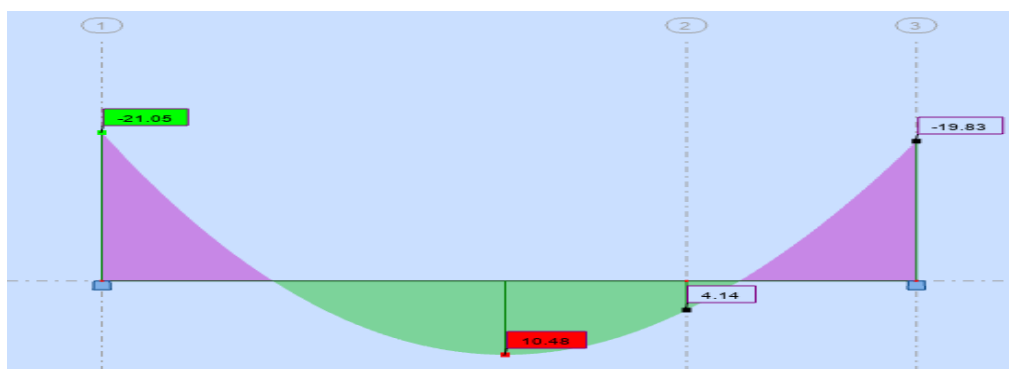


Figure V.5 : Sollicitations escalier.**V.2.2 Le ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm et de hauteur $h = 15$ cm (épaisseur du palier).

	M en travée	M en appui
ELU	14.42	28.9
ELS	10.48	21.05

Tableau V.6: Sollicitations escalier.

Le calcul de la section d'armature se fait par le **ROBOT expert BA**

En travée(cm ²)	En appui(cm ²)
4.6	9.6

Tableau V.7: Ferraillage escalier (cm²).

-On adopte pour le ferraillage travée : HA14 ep 15

- On adopte pour le ferraillage appui : HA14ep 15

Armature de répartition :

$$A_s = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2 \text{ HA10 ep 20}$$

V.2.3 Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme suit :

$$f_{adm} = \frac{418}{500} = 0.83 \text{ cm}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Mg(KN.m)	Mp(KN.m)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
8.66	10.48	0.64	0.84	Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification de la flèche escalier.

V.2.4 Schéma de ferraillage :

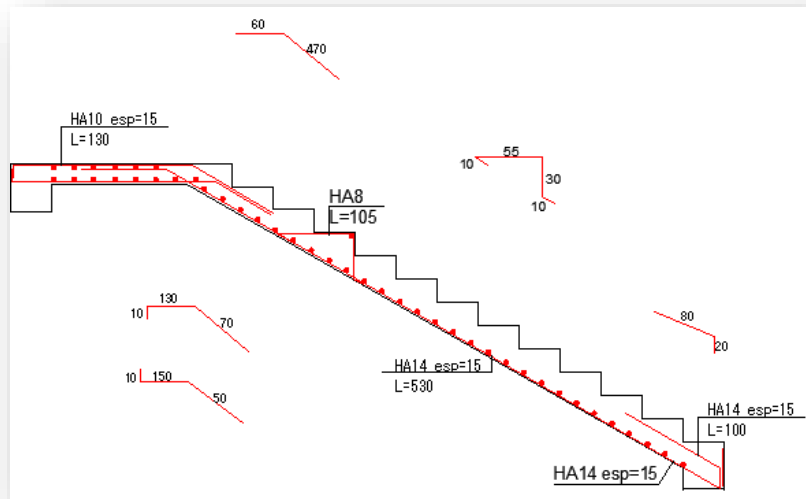


Figure V.6 : Ferrailage volée 1.

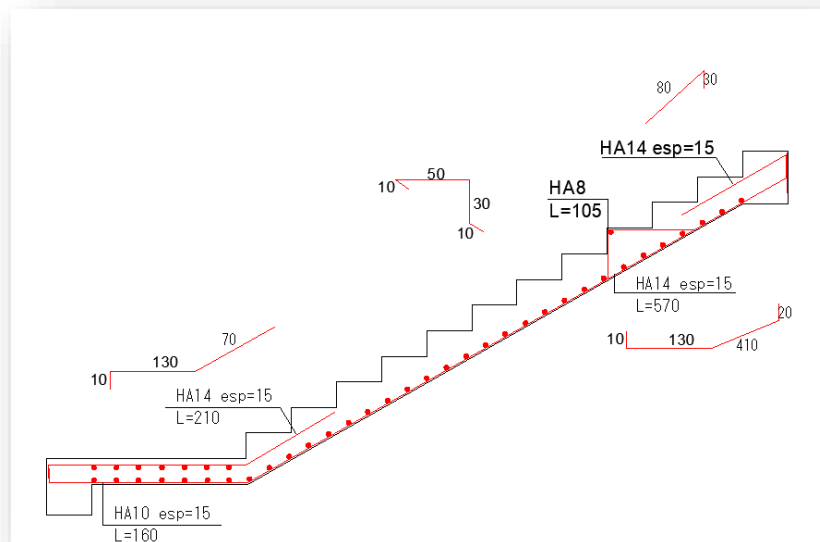


Figure V.7 : Ferrailage volée 2.

V.3 Etude de la poutre palière :

V.3.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : portée entre nus de la poutre palière. $\rightarrow L=460$ cm

D'où : $23 \leq h \leq 46$

Exigences du RPA99/2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Donc, on prend : } b = \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

V.3.2 Ferrailage :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

V.3.2.1 Calcul a la flexion :

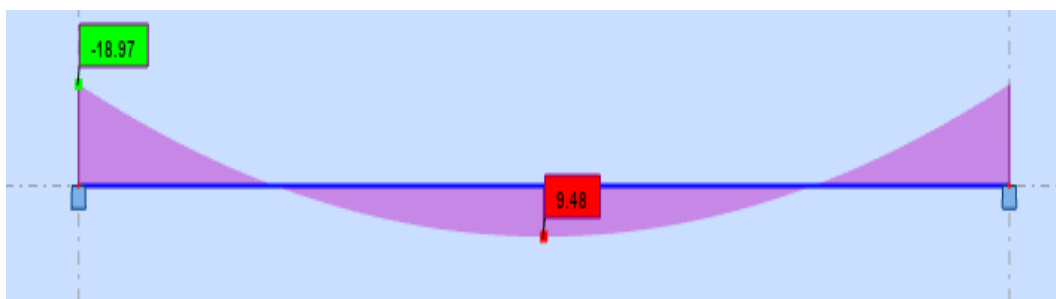
Les charges revenant à la poutre :

- **Poids propre de la poutre** : $25(0.3 \times 0.3) = 2.25$ KN/ml

- **Poids du mur (simple paroi) situé sur la poutre** : $1.88 \times 1.87 = 3.51$ KN/ml

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après :

ELU



ELS

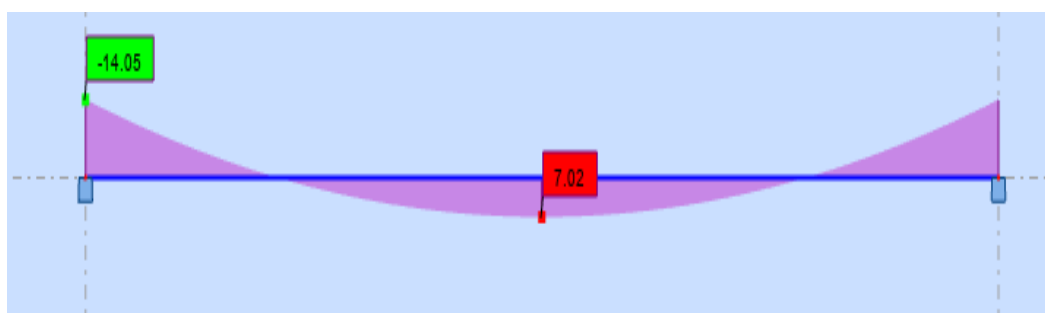


Figure V.8 : Sollicitations poutre palier.

D'après le programme expert BA, on obtient les résultats suivants :

travée		Appui	
Acal (cm ²)	Choix des barres	Acal (cm ²)	Choix des barres
1.4	3HA12 = 3.39	2.8	3HA12 = 3.39

Tableau V.9 : Ferraillage poutre palier.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A \geq 0,23.b.d \cdot \frac{ft28}{fe}$

$A \geq 0,97$ Vérifiée

Rq : Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

V.3.2.2 Calcul a la torsion :

Moment de torsion provoqué par la flexion du palier : $M_t = 10 \text{ KN. m}$

D'après le programme expert BA, on obtient : $A_{\text{Tor}} = 2 \text{ cm}^2$

On adopte : $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

V.4 balcon :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, soumis à son poids propre et à une surcharge d'exploitation.

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

La fissuration est préjudiciable.

V.4.1 Ferrailage :

On détermine les moments suivant des deux directions l_x et l_y , et on calcule les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments trouvés déduites du logiciel **ETABS**, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

		ELU	ELS
Sens X	Travée	7	4
	appui	11	9
Sens Y	Travée	5	3
	appui	8	5

Tableau V.10: Sollicitations maximales dans le balcon.

Le ferrailage des balcons se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 15 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle), qui travaille en flexion simple.

- **Nappe inferieur** : Ferrailage longitudinale et transversale HA8 esp20 dans les deux sens.

- **Nappe supérieur** : Ferrailage longitudinale et transversale HA10 esp15 dans les deux sens.

Les armatures de répartitions :

En appui :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.49}{4} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte 5HA8 ep 20 $\Rightarrow A_s=2,51 \text{ cm}^2$

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte 5HA8 ep 20 $\Rightarrow A_s=2,51 \text{ cm}^2$

V.4 .2Schéma de ferrailage :

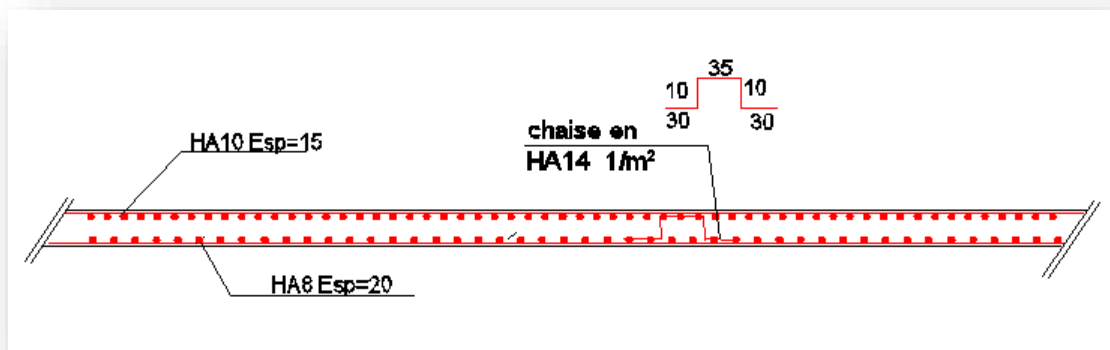


Figure V.9 : Ferrailage balcon (dalle pleine).

V.5 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il est conçu pour la protection.

L'élément est exposé aux intempéries

V.5.1 Ferrailage : Selon BAEL91 B.5.3.2

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

$$A_s = \frac{10 \times 100 \times 5}{1000} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2$$

- On adopte pour le ferrailage principal : **HA8 esp15**
- On adopte pour le ferrailage répartition : **HA8 esp20**

V.5.2 Schéma de Ferrailage :

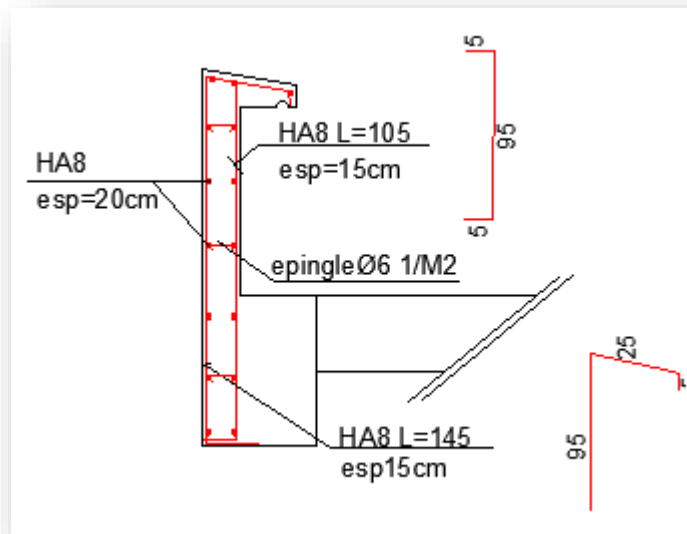


Figure V.10 : Ferrailage acrotère.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol est égale à 2 bars.

VI.2 Rôle et définition :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La nature et le poids de la superstructure
- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol

$$S_{\text{Fond}} = \frac{Ns}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{67947,96}{200} = 340 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est : 552 m²

$$\frac{340}{552} = 0,62 \text{ Donc : } 62\% > 50\%$$

Donc on adopte un radier nervuré comme fondation.

Avec :

$$\text{la dalle est d'épaisseur } h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm en prend } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

$$\text{les nervures } h \geq \frac{L_{\text{max}}}{6} = \frac{460}{6} = 76,66 \text{ cm en prend } \mathbf{h = 80 \text{ cm (60x80)cm}}$$

VI.4 Modalisation du sol :

La modélisation du sol, et faite à l'aide des éléments ressorts (sol élastique) caractérisé par un coefficient K_s , leur comportement est équivalent à celui de sol, pour effectuer l'interaction sol structure.

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vu l'absence de la donnée dans le rapport du sol,

on va prendre un $K_s = \frac{200}{0.024} \times 2 = 16000 \text{ KN/m}^3$ qui correspond aux valeurs du

coefficient d'élasticité des sols dont la contrainte admissible est environ 2 bars.

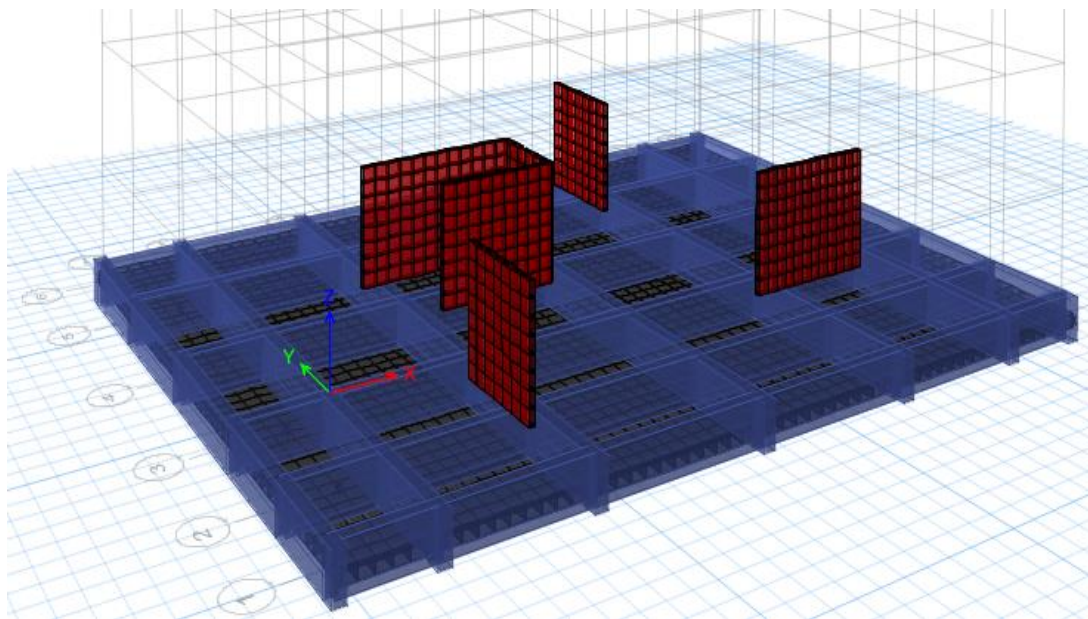


Figure VI.1 : Vue en 3D du radier.

VI.5 Vérification de la contrainte du sol :

A tout point du radier la contrainte à ELS doit être inférieure à la capacité du sol :

$$\sigma_{\text{ELS}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

- $\overline{\sigma_{\text{sol}}}$ La capacité portante du sol.

- σ_{ELS} La contrainte sous radier (ELS).

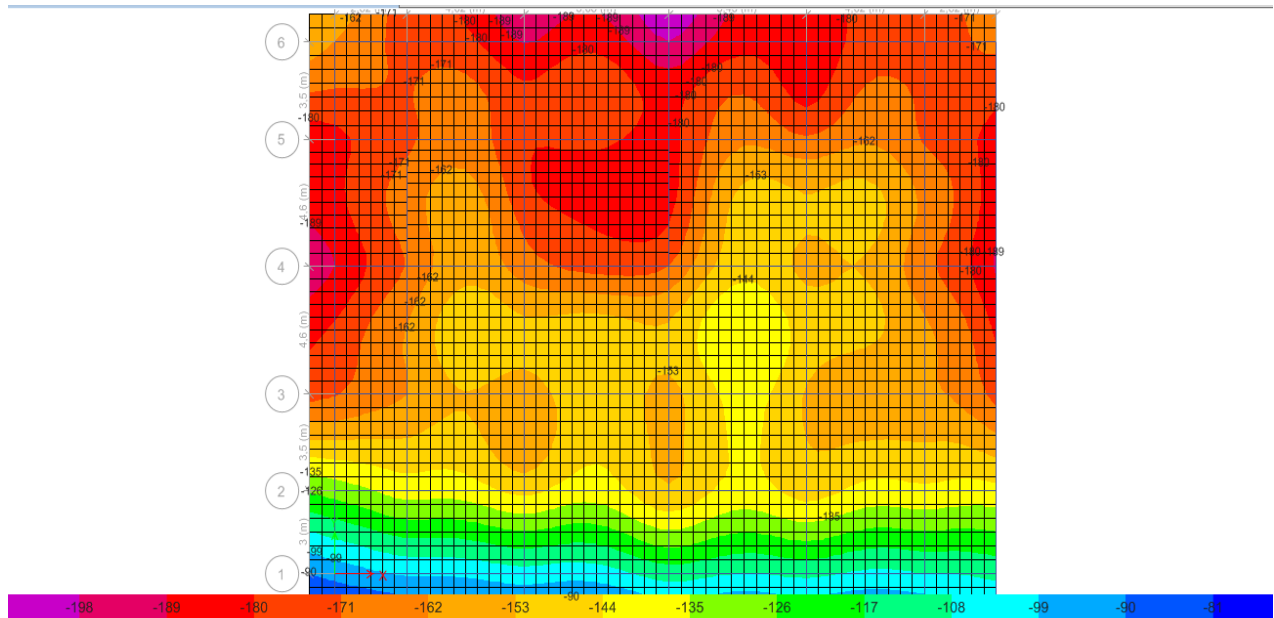


Figure VI.2 : Contrainte sous radier (MPa).

On remarque que la contrainte est inférieure à la contrainte admissible, Donc on peut passer au ferrailage du radier.

VI.6 Ferrailage du radier nervurer :

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

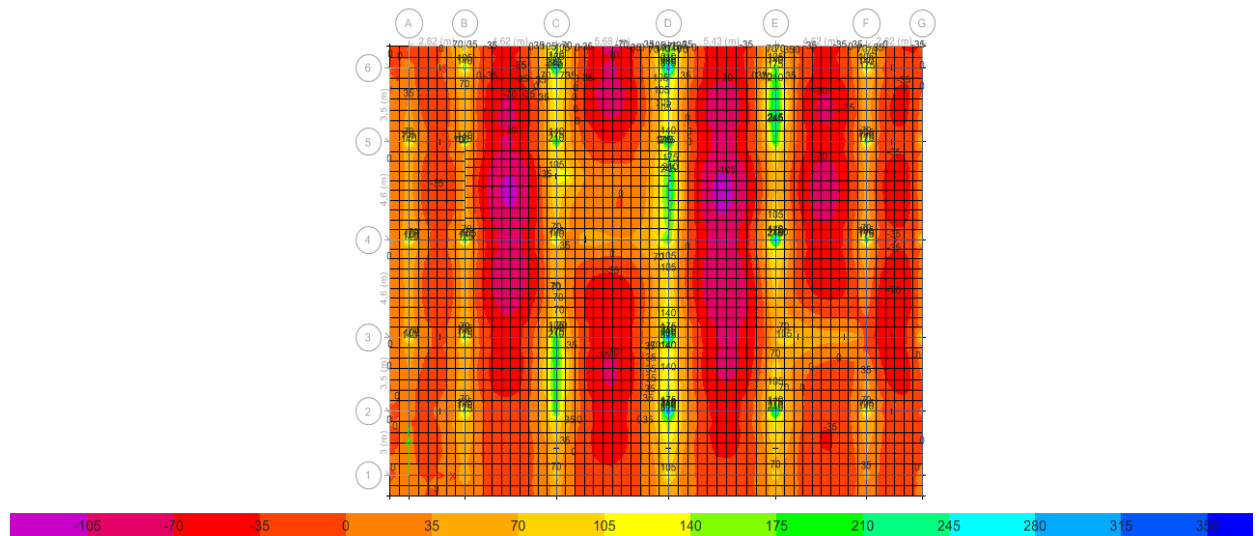
VI.6.1 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage du radier est fait en flexion simple par le moment des deux directions M11 et M22 (Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$).

- **Sollicitations :**

Après une modélisation du radier avec le logiciel ETABS, on a obtenu les résultats suivants :

MX-X



MY-Y

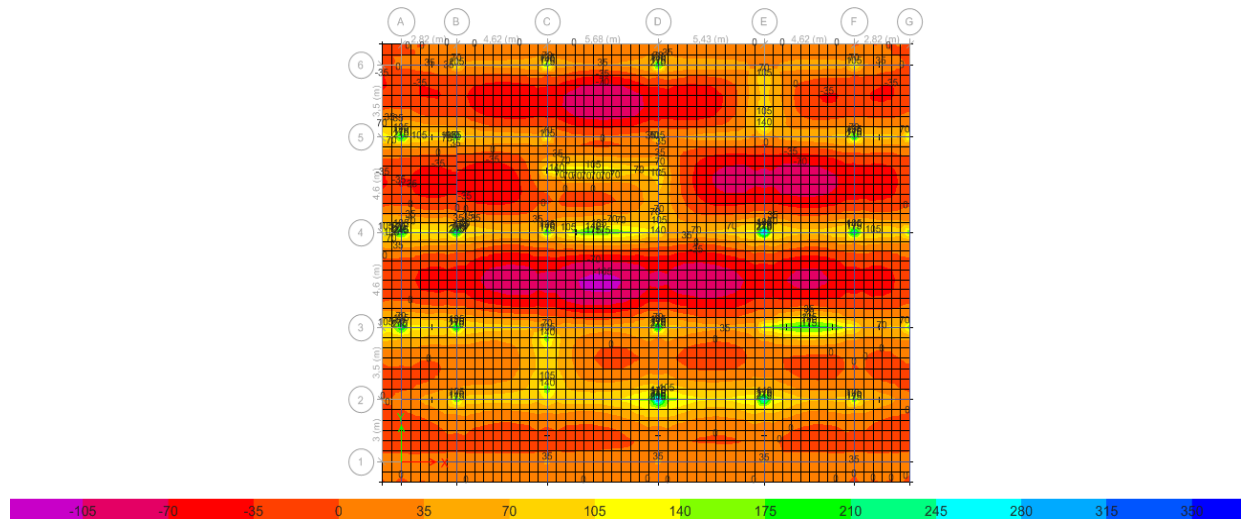


Figure VI.3 : Sollicitations du radier (ELS).

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	travée	appui
Sens X-X	113	190
Sens Y-Y	111	185

Tableau VI.1 : Sollicitations du radier (KN.m).

- **Calcul des armatures**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (100 x 40) cm² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

	Travée	Appui
Sens X-X	17,1	29,7
Sens Y-Y	16,8	28,8

Tableau VI.2 : Ferrailage du radier (cm²).

On Adopte :

- **Nappe inférieur** : Ferrailage longitudinale et transversale HA16 esp 15+HA18 ep15 dans le sens X
- **Nappe supérieur** : Ferrailage longitudinale et transversale HA18 esp15 dans le sens X
- **Nappe inférieur** : Ferrailage longitudinale et transversale HA16 esp 15 + HA18 ep 15 dans le sens Y
- **Nappe supérieur** : Ferrailage longitudinale et transversale HA18 esp15 dans le sens Y
- **Chaises pour le montage de la dalle** : Pour la réalisation de la dalle du radier on peut utiliser des chaises en $\phi 14$ comme des cadres entre les nappes d'armature de la dalle
- vérification à ELS :

	Mser	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Vérification
Sens X-X	113	5,8	15	vérifiée
Sens Y-Y	111	5,8	15	vérifiée

Tableau VI.3 : vérification des contraintes à ELS.

- vérification des contraintes tangentielles 'ELU' :

Selon l'article A.5.1.1

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad \tau_u \leq \frac{0,07 \cdot x_{fc}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{400}{1000 \times 0,4 \times 0,9}$$

	Vu (KN)	τ_u	$\bar{\tau}$	Vérification
radier	400	1.11	1,16	vérifiée

Tableau VI.4 : vérification des contraintes à ELU.

Le schéma de ferrailage :

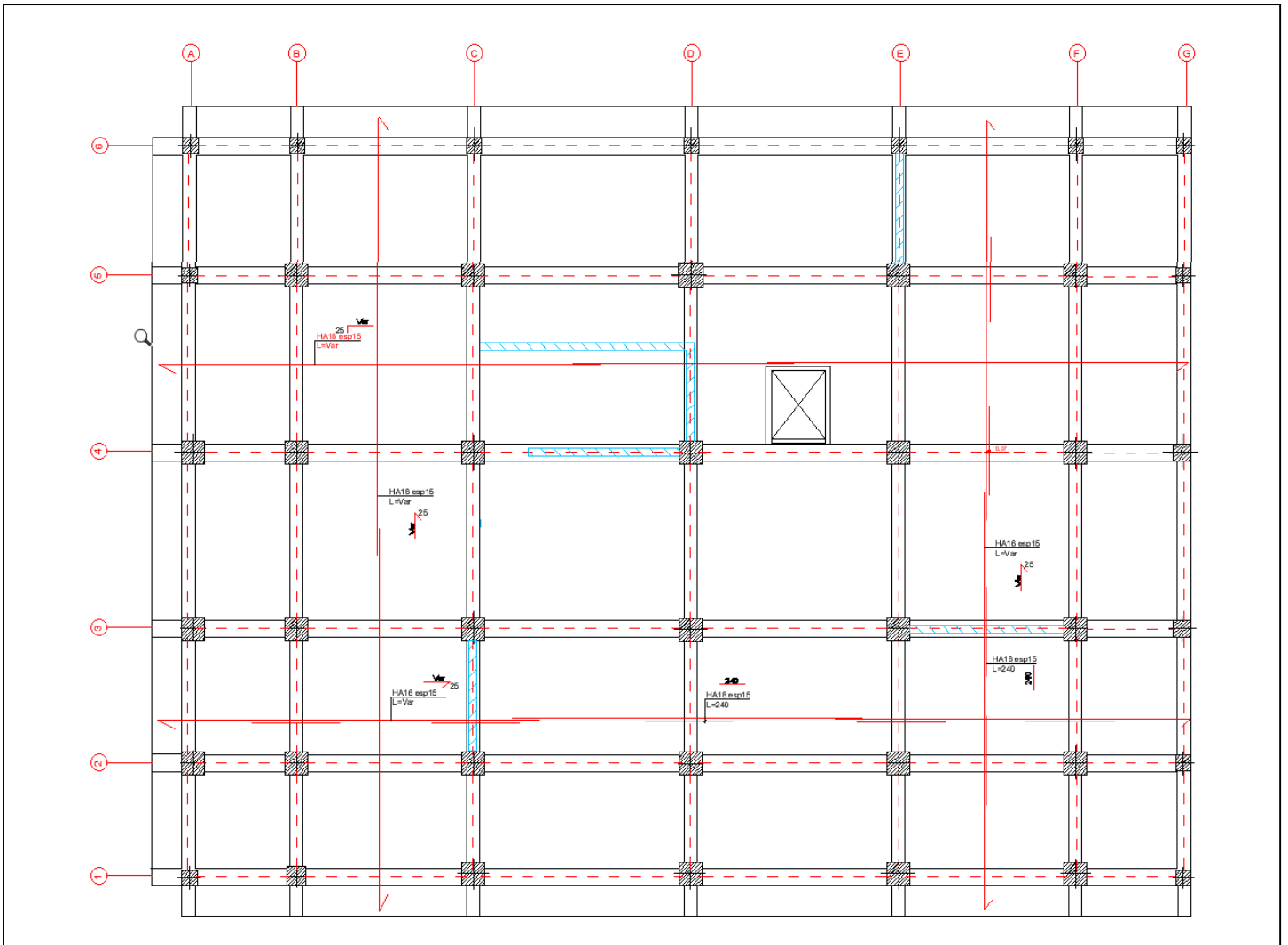


Figure VI.4 : Ferrailage nappe supérieure et nappe inférieure.

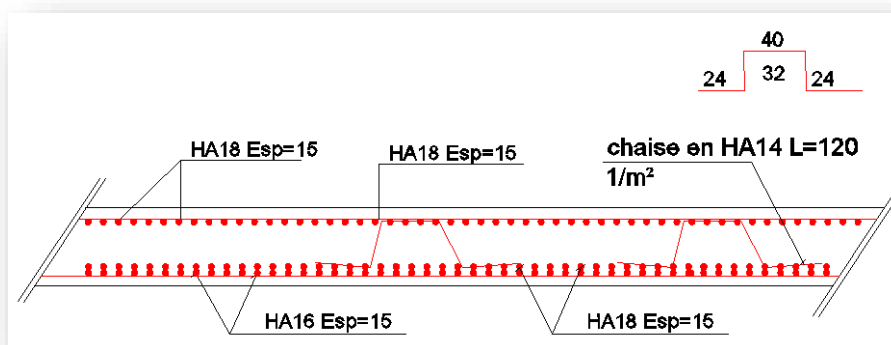


Figure VI.5 : Ferrailage coupe radier.

VI.6.2 Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel ETABS.

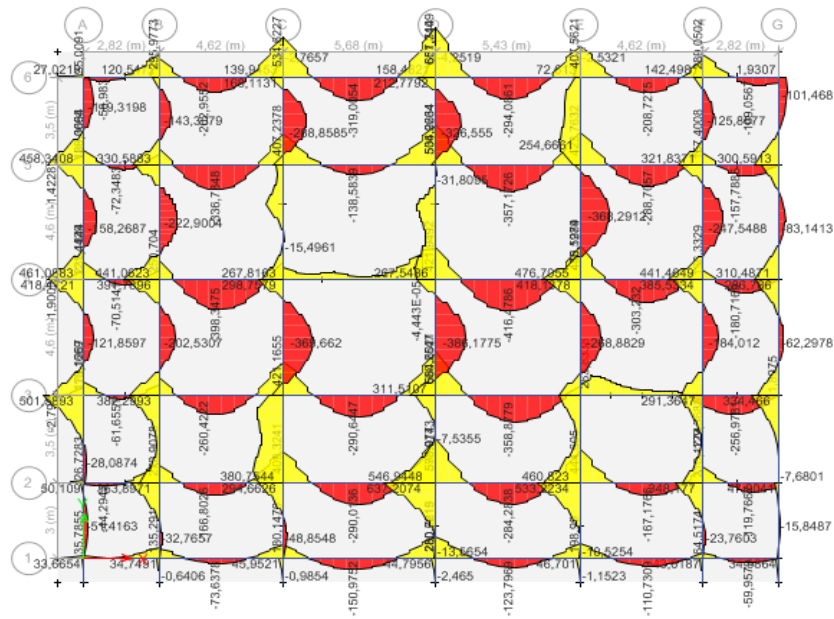


Figure VI.6 : Diagramme moment fléchissant des nervures

Nervures X-X :

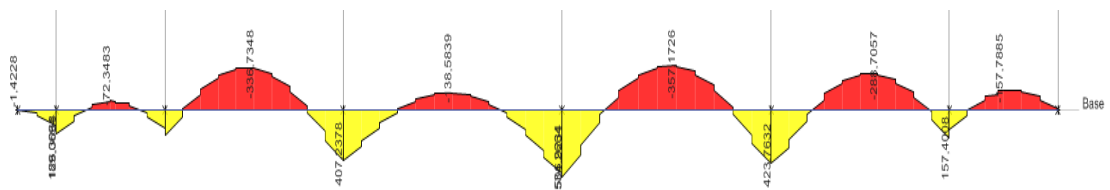


Figure VI.7 : Diagramme moment fléchissant dans l'axe 5

D'après le programme Expert : Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	En travée			En appuis		
	M(KN.m)	As(cm ²)	Choix	M(KN.m)	As(cm ²)	Choix
Nervure	357,17	26,3	12HA18	506	38	16HA18

Tableau VI.5 : Ferrailage nervure X-X.

- Calcul des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l \right) = \min (22,85 ; 40 ; 18)$$

$$\varnothing_t \leq 18 \text{ mm} \Rightarrow \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

- Section minimale des armatures transversales (RPA) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 2,7 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend \Rightarrow **6HA10 = 4,71 cm²**

Vérification des efforts tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\frac{v_u}{B.d} \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{1,5}$$

	v _u	τ _u	τ̄ _u	observation
Appui	367,16	0,84	1,16	vérifiée
Traveé	425,6	0,98	1,16	vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification des efforts tranchant

Le schéma de ferrailage :

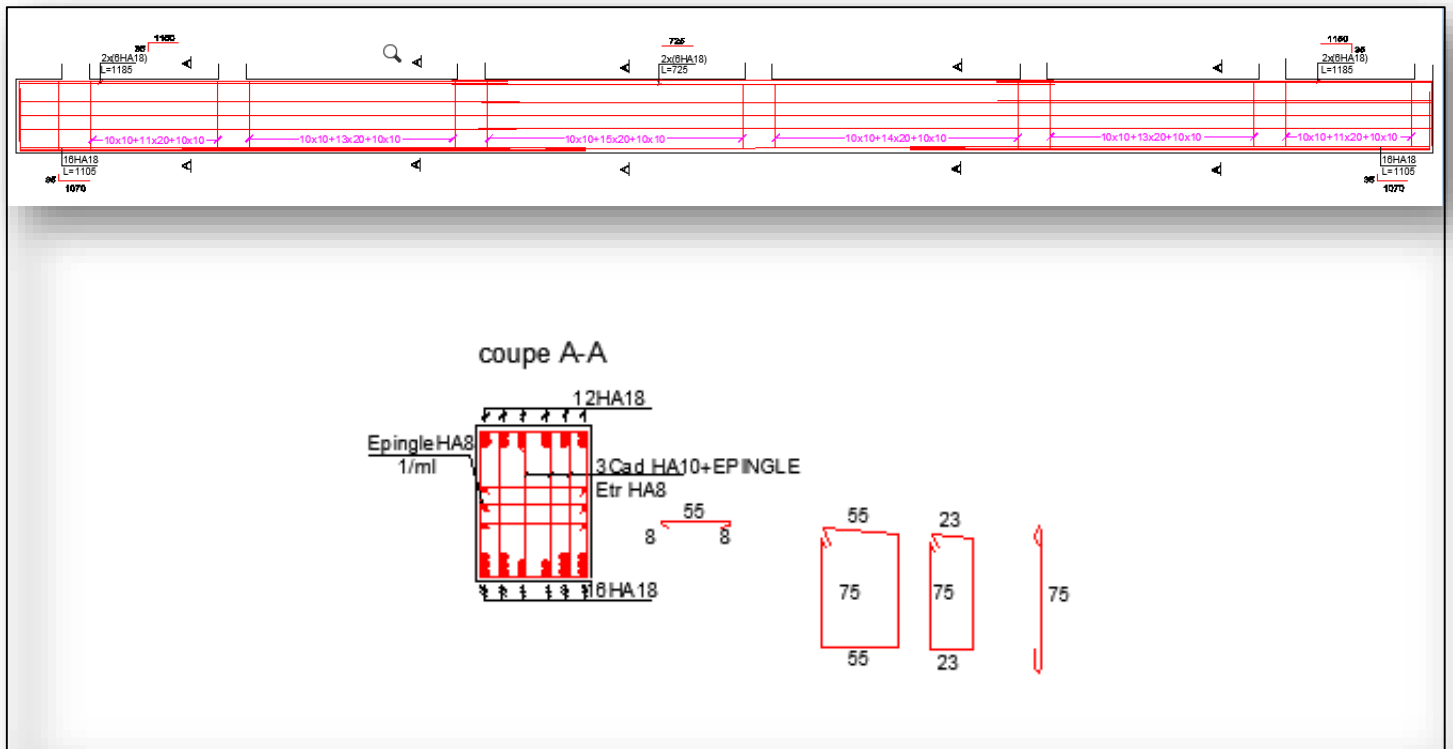


Figure VI.8 : Ferrailage nervure

VI.6.3 Longrine :

-Le pré dimensionnement de longrine (30x45)

Selon l'article 10.1 du RPA

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2809}{15} = 187.26 \geq 20 \text{KN}$$

- condition non fragilité

$$A_s \geq \frac{B.d.ft28}{f_e}$$

$$A_s \geq 6.37 \text{ cm}^2$$

- ferrailage minimal :

$$A_{min} = 0.6\% b.h = 8,1 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA14 = 9,24 cm²

- armature transversale :

Selon RPA

$$St \leq \min \{20\text{cm} ; 15\varnothing\}$$

$$St \leq \min \{20\text{cm}; 12 \text{ cm}\}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

En effet, ce projet nous a permis d'enrichir nos connaissances et apprendre à maîtriser, dimensionner, dessiner et calculer une structure à l'aide du logiciel « Etabs, Robot expert 2010, Auto CAD 2018 ».

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

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements :

- RPA-99/v2003. RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES 1999 - Version 2003.DTR-BC 2.48 - CGS, Alger, 2003.
- CBA-93. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé 1993. DTR-BC 2.41, Alger, 2003.
- DTR-BC 2.2 Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.

Logiciels :

- Logiciel AUTOCADDessin
- Logiciel ETABS.....Calcul
- Robot Structural expert 2010.....Calcul