

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique  
Université Abderhmane MIRA de Bejaia  
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur  
**Département de GENIE CIVIL**

# Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil**  
**Option : Structures**

## **Thème**

**Etude d'un bâtiment (R +7) à usage  
d'habitation contreventé par un Système Mixte  
(Voiles - Portiques)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>. SADLI Fateh  
M<sup>r</sup>. BEKTACHE Nadjim**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup>. HADDI**

**Jury :**

- 1. M<sup>r</sup>. BRARA**
- 2. M<sup>r</sup>. BELHAMDI**

**Promotion 2020/2021**

## **Remerciements**

Au début de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

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

A monsieur I.Haddi : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribués à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

A tous ceux qui ont contribués de près ou loin à la réalisation de ce mémoire.

**Fateh et Nadjim**

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*En signe de respect et de reconnaissance,*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- *A ma chère mère décédée que je souhaite que le bon dieu la bénisse de sa grande miséricorde*
- *A mon très cher père Abdelhamid ainsi que son épouse Farida pour leurs sacrifices et leurs soutiens*
- *A mon frère Riad et sa femme ainsi que sa fille Amani*
- *A ma sœur Hassiba*
- *A mon cher frère El-yas*
- *A ma sœur Souhila ainsi que son mari Mourad et ses deux fils Ayoub et Adem*
- *A tous mes amis(es) sans exception*
- *A mon binôme et sa famille.*

**FATEH**

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*En signe de respect et de reconnaissance,  
Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents Hachemi et Farida qui ont toujours été là pour moi, et m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères et sœurs Lyes, Amel, Ismahan et Rania*

*A mon oncle paternel Mohand*

*A toute la famille BEKTACHE et RADJI*

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.*

*A mes amis « La Casa des 500 »*

*A mes copains de chambre F507*

*A mon binôme et sa famille respectueuse.*

**NADJIM**

# Table des matières

## Introduction Générale

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

#### Partie 1 : présentation de l'ouvrage

I.1.1.Introduction .....	1
I.1.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1.3. Règlements et normes utilisés .....	1
I.1.4. Caractéristiques des matériaux utilisés .....	2
I.1.5. Les actions .....	3
I.1.6. combinaison d'actions .....	3

### Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1.1 introduction .....	5
II.1.2. Pré dimensionnement des éléments secondaire .....	5
II.1.3. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	9
II.1.4. Evaluation des charges et des surcharges .....	11
II.1.5. Descente de charge .....	14
II.1.6.Conclusion .....	19

### Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

III.1. Introduction .....	20
III.2. Calcul des planchers a corps creux.....	20
III.3. Dalles pleines.....	32
III.4. Calcul des chainages.....	42
III.5. Etude des escaliers.....	44
III.6. Etude de la poutre de Palière .....	48
III.7. Etude de l'acrotère .....	52
III.8. Etude de la dalle machine .....	54

### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction .....	59
IV.2. Modélisation .....	59
IV.3. Méthode de calcul .....	59
IV.4. Exigence de RPA99/2003.....	65
IV.5. Conclusion.....	69

## **Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux**

V.1. Introduction.....	70
V.2. Etude des poutres .....	70
V.3. Etude des poteaux .....	77
V.4. Étude des voiles.....	88
V.5. Conclusion .....	102

## **Chapitre VI : l'infrastructure**

VI.1. Introduction.....	103
VI.2. Choix du type de fondation .....	103
VI.3. Etude des fondations.....	103
VI.4. Voile périphérique.....	114

## **Conclusion Générale**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

## **Rapport de sol**

## **Plans de la structure**

## Table des Figures

<b>Figure II.1.1.</b> Plan de disposition des poutrelles de terrasse inaccessible.....	5
<b>Figure II.1.2.</b> Plan de disposition des poutrelles de 1 <sup>er</sup> , 3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage .....	5
<b>Figure II.1.3.</b> Plan de disposition des poutrelles de RDC et 2 <sup>eme</sup> étage.....	5
<b>Figure II.1.4.</b> Cage d'ascenseur .....	8
<b>Figure II.1.5.</b> Schéma statique des deux volées .....	8
<b>Figure II.1.6.</b> Escalier doit .....	8
<b>Figure II.1.7.</b> L'acrotère .....	9
<b>Figure II.1.8.</b> Hauteur libre de poteau .....	11
<b>Figure II.1.9.</b> Chambre des machines du poteau(D4) .....	14
<b>Figure II.1.10.</b> Terrasse inaccessible du poteau (D4) .....	15
<b>Figure II.1.11.</b> Etages courant poteau (D4).....	15
<b>Figure III.1.</b> Schéma statique de la poutrelle .....	21
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments aux appuis d'une poutrelle a 3 travées.....	22
<b>Figure III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants d'une poutrelle a 3 travées .....	22
<b>Figure III.4.</b> Ferrailage de la dalle de compression .....	31
<b>Figure III.5.</b> Schéma statique de la dalle sur 4 appuis .....	32
<b>Figure III.6.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis .....	35
<b>Figure III.7.</b> Schéma statique de la dalle sur 3 appuis .....	35
<b>Figure III.8.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis .....	37
<b>Figure III.9.</b> Schéma statique de la dalle sur 2 appuis .....	37
<b>Figure III.10.</b> Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	40
<b>Figure III.11.</b> Schéma de statique de la dalle sur 1 appui.....	40
<b>Figure III.12.</b> Schéma de ferrailage de la console .....	42
<b>Figure III.13.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	44
<b>Figure III.14.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	48
<b>Figure III.15.</b> Schéma statique de la poutre palière .....	48
<b>Figure III.16.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	52
<b>Figure III.17.</b> Acrotère .....	52
<b>Figure III.18.</b> Sollicitation de l'acrotère .....	52
<b>Figure III.19.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	54
<b>Figure III.20.</b> Schéma représentant la surface d'impacte .....	55
<b>Figure III.21.</b> Schéma de ferrailage la dalle des machines .....	58
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse .....	61
<b>Figure IV.2.</b> Dispositions des voiles de contreventement .....	62

<b>Figure IV.3.</b> Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016 .....	62
<b>Figure IV.4.</b> Mode 1 (Translation selon X).....	64
<b>Figure IV.5.</b> Mode 2 (Translation selon Y).....	64
<b>Figure IV.6.</b> Mode 3 (Rotation selon Z).....	64
<b>Figure V.1.</b> Disposition constrictive de la poutre .....	76
<b>Figure V.2.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale (RDC) .....	76
<b>Figure V.3.</b> Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (RDC) .....	76
<b>Figure V.4.</b> Zone nodale .....	77
<b>Figure V.5.</b> Section du poteau .....	79
<b>Figure V.6.</b> Section du poteau a étudié .....	84
<b>Figure V.7.</b> Moments résistants de la Zone nodale .....	85
<b>Figure V.8.</b> Schéma de ferrailage du voile Vx1(RDC) .....	102
<b>Figure VI.1.</b> Semelle filante .....	105
<b>Figure VI.2.</b> Schéma de ferrailage du radier .....	110
<b>Figure VI.3.</b> Répartition des charges dans le sens x-x .....	112
<b>Figure VI.4.</b> Répartition des charges dans le sens y-y .....	112
<b>Figure VI.5.</b> Section a ferrailé .....	113
<b>Figure VI.6.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	114
<b>Figure VI.7.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	115
<b>Figure VI.8.</b> Répartition des contraintes sur le mur .....	116
<b>Figure VI.9.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	118

## Table des Tableaux

<b>Tableau I.1.</b> Caractéristique des matériaux utilisés .....	4
<b>Tableau II.1.1.</b> Section des poteaux préalable .....	11
<b>Tableau II.1.2.</b> Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible .....	11
<b>Tableau II.1.3.</b> Evaluation des charges dans la dalle pleine inaccessible .....	12
<b>Tableau II.1.4.</b> Evaluation des charges dans le plancher étage courant.....	12
<b>Tableau II.1.5.</b> Evaluation des charges dans la dalle pleine .....	12
<b>Tableau II.1.6.</b> Evaluation des charges dans la dalle pleine (balcon) .....	13
<b>Tableau II.1.7.</b> Évaluation des charges dans les murs extérieurs .....	13
<b>Tableau II.1.8.</b> Évaluation des charges dans les murs intérieurs .....	13
<b>Tableau II.1.9.</b> Évaluation des charges du palier .....	14
<b>Tableau II.1.10.</b> Évaluation des charges de la volée.....	14
<b>Tableau II.1.11.</b> Section et poids propre des poteaux .....	16
<b>Tableau II.1.12</b> Evaluations de la charge d'exploitation .....	16
<b>Tableau II.1.13.</b> Vérification de la compression.....	18
<b>Tableau II.1.14.</b> Vérification au flambement.....	19
<b>Tableau III.1.</b> Types de poutrelles .....	20
<b>Tableau III.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles .....	21
<b>Tableau III.3.</b> Surcharge revenante aux poutrelles .....	21
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC à 7 <sup>ème</sup> étage .....	23
<b>Tableau III.5.</b> Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la Terrasse Inaccessible .....	23
<b>Tableau III.6.</b> Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles .....	24
<b>Tableau III.7.</b> Ferrailage des différents types de poutrelles .....	29
<b>Tableau III.8.</b> Vérification nécessaire a ELU .....	29
<b>Tableau III.9.</b> Vérifications des contraintes a ELS.....	30
<b>Tableau III.10.</b> Vérification des flèches des différents niveaux.....	30
<b>Tableau III.11.</b> Les résultats de ferrailage des sections .....	31
<b>Tableau III.12.</b> Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	31
<b>Tableau III.13.</b> Ferrailage de la dalle sur 4 appuis avec ouverture .....	33
<b>Tableau III.14.</b> Résultats de vérification de la flèche .....	35
<b>Tableau III.15.</b> Ferrailage de la dalle sur 3 appuis .....	36
<b>Tableau III.16.</b> Ferrailage de la dalle sur 2 appuis .....	38
<b>Tableau III.17.</b> Ferrailage de la console .....	41
<b>Tableau III.18.</b> Ferrailage de la poutre de chaînage .....	43

<b>Tableau III.19.</b> Vérification des contraintes .....	43
<b>Tableau III.20.</b> Charge et surcharge .....	44
<b>Tableau III.21.</b> Ferraillage la première et la deuxième volée de l'escalier .....	46
<b>Tableau III.22.</b> Ferraillage de la poutre palière .....	49
<b>Tableau III.23.</b> Vérification de la contrainte .....	51
<b>Tableau III.24.</b> Ferraillage de la dalle machine .....	56
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités .....	60
<b>Tableau IV.2.</b> Période et taux de participation massique de la structure .....	63
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction voile- portique sous charge vertical .....	65
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de l'interaction voile- portique sous charge horizontal .....	65
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base .....	65
<b>Tableau IV.6.</b> Vérifications des déplacements des niveaux.....	67
<b>Tableau IV.7.</b> Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	68
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	68
<b>Tableau IV.9.</b> Dimensions finales des éléments structuraux .....	69
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales des poutres.....	71
<b>Tableau V.2.</b> Vérification de l'effort tranchant .....	74
<b>Tableau V.3.</b> Vérification des armatures au cisaillement.....	74
<b>Tableau V.4.</b> Vérification de la contrainte limite du béton a L'ELS .....	75
<b>Tableau V.5.</b> Vérification de la flèche pour les poutres.....	75
<b>Tableau V.6.</b> Armatures longitudinales.....	78
<b>Tableau V.7.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	79
<b>Tableau V.8.</b> Ferraillage des poteaux.....	81
<b>Tableau V.9.</b> Armature transversale des poteaux.....	82
<b>Tableau V.10.</b> Vérifications du flambement des poteaux .....	83
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	84
<b>Tableau V.12.</b> Vérification aux sollicitations tangentielles pour les poteaux .....	85
<b>Tableau V.13.</b> Moments résistants dans les poteaux.....	85
<b>Tableau V.14.</b> Vérification de la zone nodale .....	86
<b>Tableau V.15.</b> Schéma de ferraillage .....	87
<b>Tableau V.16.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx1 dans tous les niveaux .....	89
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx2 dans tous les niveaux .....	89
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx3 dans tous les niveaux .....	90
<b>Tableau V.19.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx4 dans tous les niveaux .....	90
<b>Tableau V.20.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vx5 dans tous les niveaux .....	90
<b>Tableau V.21.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vy1 dans tous les niveaux .....	91

<b>Tableau V.22.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vy2 dans tous les niveaux .....	91
<b>Tableau V.23.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vy3 dans tous les niveaux .....	91
<b>Tableau V.24.</b> Sollicitations max du calcul dans les voiles Vy4 dans tous les niveaux .....	92
<b>Tableau V.25.</b> Sollicitations de calcul du voile Vx1 dans tous les niveaux.....	93
<b>Tableau V.26.</b> Sollicitations de calcul du voile Vx2 dans tous les niveaux.....	94
<b>Tableau V.27.</b> Sollicitations de calcul du voile Vx3 dans tous les niveaux.....	95
<b>Tableau V.28.</b> Sollicitations de calcul du voile Vx4 dans tous les niveaux.....	96
<b>Tableau V.29.</b> Sollicitations de calcul du voile Vx5 dans tous les niveaux.....	97
<b>Tableau V.30.</b> Sollicitations de calcul du voile Vy1 dans tous les niveaux.....	98
<b>Tableau V.31.</b> Sollicitations de calcul du voile Vy2 dans tous les niveaux.....	99
<b>Tableau V.32.</b> Sollicitations de calcul du voile Vy3 dans tous les niveaux.....	100
<b>Tableau V.33.</b> Sollicitations de calcul du voile Vy4 dans tous les niveaux.....	101
<b>Tableau VI.1.</b> Résumé de résultats de ferrailage .....	109
<b>Tableau VI.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS .....	110
<b>Tableau VI.3.</b> Sollicitations max de la nervure dans le sens x-x .....	112
<b>Tableau VI.4.</b> Sollicitations max de la nervure dans le sens y-y .....	113
<b>Tableau VI.5.</b> Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	113
<b>Tableau VI.6.</b> Vérification de l'effort tranchant .....	113
<b>Tableau VI.7.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	114
<b>Tableau VI.8.</b> Résumé des résultats de ferrailage de voile périphérique .....	116
<b>Tableau VI.9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	117

## Symbole et notations

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>**: Module de déformation longitudinale du béton. **E<sub>i</sub>**: Module de déformation instantanée.

**E<sub>n</sub>**: Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>**: Module de déformation déferée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de  $j$  jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>**: Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**N** : force de compression en général.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>**: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée. **e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**f<sub>e</sub>**: Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>**: Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age  $j$  jours.

**F<sub>tj</sub>**: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age  $j$  jours.

**F<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .

**g** : Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>** : Epaisseur d'une membrure de béton.

**h** : Hauteur totale d'une section.

**i** : Rayon de giration d'une section de B A.

**j** : Nombre de jours.

**l<sub>r</sub>**: Longueur de flambement.

**n** : Coefficient d'équivalenceacier-béton ;

**p** : Action unitaire de la pesanteur.

**q** : Charge variable.

**S<sub>t</sub>**: Espacement des armatures transversales.

**x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**D** : profondeur d'encastrement de la fondation.  $\sigma_{be}$ : Contrainte de compression du béton.

**C** : Cohésion du sol.  $\gamma$ : poids volumique.

**Comb**(com) : combinaisons.

# **Introduction**

## Introduction générale:

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine des mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude un bâtiment **R+7** en béton armé usage d'habitation, ce dernier situe à Bejaia dans le lieu dit « **Sidi Ali Labhar** », classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 -2003) dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Pour se faire, nous allons répartir ce travail en six chapitres :

- **Le premier chapitre** : est consacré pour les généralités sur le PFE (type des matériaux qui doivent être utilisés).
- **Le deuxième chapitre** : le prédimensionnement des éléments de la structure.
- **Le troisième chapitre** : calcul des éléments secondaires.
- **Le quatrième chapitre** : l'étude dynamique en utilisant le logiciel **ETABS**.
- **Le cinquième chapitre** : le calcul des éléments structuraux suivant les règlements algériens.
- **Le dernier chapitre** : l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion général qui synthèse le travail étudié.

# CHAPITRE I



### I.1.1.Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage es question est un bâtiment a usage d'habitation (portique+voile) composé d'un RDC plus 7 étages (R+7).

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour calculer les dimensions et ferrailer les éléments résistants suivants les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL et le RPA.

Le présent projet est consacré à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya de **BEJAIA** au lieu dit **SIDI ALI LEBHAR**, dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le RPA99-2003.

### I.1.2.Présentation de l'ouvrage :

#### ➤ Description architectural de l'ouvrage :

Longueur totale en plan=25.20m

Larguer totale en plan =19.00m

Hauteur totale .....26.48 m

Hauteur du rez-de-chaussée.....03,06m

Hauteur des étages courants .....03,06 m

#### ➤ Données géotechnique du site :

D'après les résultats obtenus par le laboratoire génie civil, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de **0.95 bar** obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de **4.50 m**.
- Le sol est classé en catégorie **S4** selon sa nature géotechnique.

### I.1.3. Règlement et norme utilisés :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003;
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

#### ● Etat limites de calculs :

Etat limite est un état au de-là duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle été conçue il existe deux états limites :

- ✓ Etat limites ultime (ELU) ou résistance :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage, on cite trois cas :

- ELU d'équilibre statique.
- ELU de la stabilité de forme(le flambement).
- ELU de résistance

- ✓ Etat limite de service (ELS) ou d'utilisation

Qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas :

- ELS de déformations des éléments (flèche).
- ELS d'ouverture des fissures (acier).
- ELS de la compression du béton.

**I.1.4. Caractéristique des matériaux :**

**a-Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment) qui sert de coller on y ajoute éventuellement des adjuvant.

➤ La résistance à la compression:

-Pour :  $j \leq 28$  jours :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[ \frac{j}{4.76+0.83j} \right] f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[ \frac{j}{1.40+0.95j} \right] f_{c28} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (art: A.2.1.1.1.) p2})$$

-pour :  $j \geq 60$  jours :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad (\text{CBA 93 (art: A.2.1.1.1.) p2})$$

Pour notre étude  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

➤ La résistance a la traction :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } j \leq 60 \text{Mpa} \quad (\text{CBA93, Art. A.1.2.1.2) p2})$$

Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.3.4) p25})$$

Contrainte limite à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.52) p30})$$

➤ Modules de déformation longitudinale du béton :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{pour les charges d'une durée d'application inferieure de 24h})$$

(CBA93, Art. A.2.1.2.1) p3

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{pour les charge de longue durée}) \quad (\text{CBA93, Art. A.2.1.2.2) p3})$$

➤ Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour des sollicitations à ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ pour des déformations à ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (art A.2.1.3.) p3})$$

➤ Module d'élasticité transversal :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

$\nu$  = coefficient de poisson. ,  $E$  = module d'élasticité.

➤ Contrainte admissible de cisaillement :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N: } \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}) \quad (\text{ B.A.E.L.91, Art.A.5.1,211) p36})$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{situation durable et transitoire} \\ 4.43 \text{ Mpa} & \text{situation accedentelle} \end{cases}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P : } \bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2.50 \text{ Mpa} & \text{situation durable et transitoire} \\ 3.26 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.

$\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentels.

**b-Acier :**

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

Fe E400 = 400MPa ;  $\gamma_s = 1.15$  (situations courantes) ;  $\gamma_s = 1.00$  (situations accidentel).

Contrainte limite des aciers :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad ; \quad \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \quad \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

**Etat limite de service (E.L.S) :**

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

Cas 1: Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification à faire.

Cas 2: Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}\right]$  Mpa (BAEL91, Art.4.5,33)p32

Cas 3: Fissuration très préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}\right]$  Mpa (BAEL91, Art.A.4.5,34)p32

Avec :  $\eta$  Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$  Pour les armatures à hautes adhérences.

**I.1.5. Les actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure, on distingue :

**a- Les actions permanentes (G) :**

Le poids propre de la structure, le poids des revêtements et croissants, le poids de poussée des terres et des liquides.

**b- Les actions permanentes (Q) :**

Les actions appliquées en cours d'exécution, les charges climatiques (neige, vent), les actions d'exploitation.

**c- Les actions accidentelles :**

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application telle que le séisme, action du feu, chocs de véhicules... etc.

**I.1.6. Les combinaisons d'actions :**

- Situation durable : ELU :  $1,35G + 1,5Q$ .  
ELS :  $G + Q$ .

(RPA 99/version 2003)

- Situation accidentelle :  $G + Q \pm E$ .  
 $0,8G \pm E$ .  
 $G + Q \pm 1,2 \times E$  (pour les poteaux des portiques auto stable).

➤ Les sollicitations :

Les sollicitations sont des effets provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, ces dernières sont exprimées sous forme des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion).

✓ Extension ou traction simple :

Compression simple, cisaillement, torsion simple, flexion simple.

✓ Sollicitations composées :

Flexion avec compression ou traction, flexion avec torsion, torsion avec compression ou traction.

### Conclusions :

Après cette description de l'ouvrage sur le plan architectural on passe à l'étude du pré dimensionnement des éléments secondaire.

**Tableau I.1:**Caractéristiques des matériaux utilisés :

Béton		Acier	
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25\text{Mpa}$	Limite élastique	$f_e = 400\text{Mpa}$
La résistance à la traction	$f_{28}=2.1\text{Mpa}$	Module d'élasticité	$E=2 \times 10^5\text{MPa}$
Situation durable	$f_{bu}=14.2\text{ Mpa}$	Situation courante	$\sigma_s= 348\text{ MPa}$
Contrainte limite à l'ELS	$\overline{\sigma}_{bc}=0,6 \times f_{c28}$	Contrainte à l'ELS FN	$\overline{\sigma}_s=201.63\text{Mpa}$
$E_{ij}= 32164.2\text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10818.86\text{ MPa.}$			

# CHAPITRE II

**II.1.1. Introduction :**

Pré dimensionnement des éléments : (Plancher à corps creux, poutrelles, dalles pleines escalier, acrotère, poutres, voiles, poteaux).

**II.1.2. Prédimensionnement des éléments secondaires :**

**1- Plancher à corps creux :**

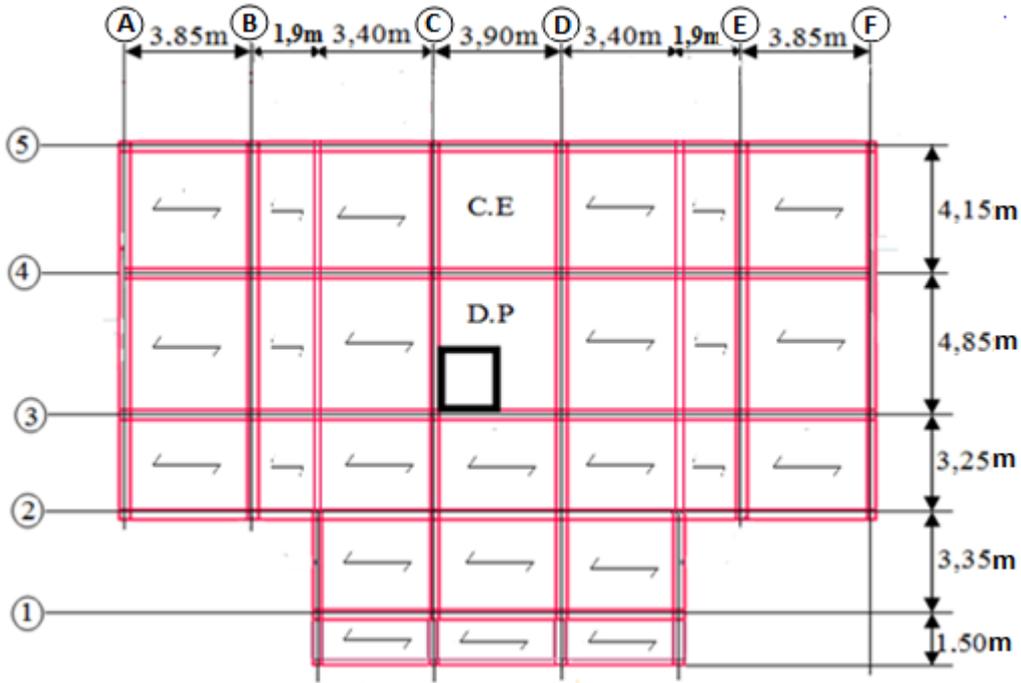


Figure II.1.1. Plan de disposition des poutrelles de terrasse inaccessible

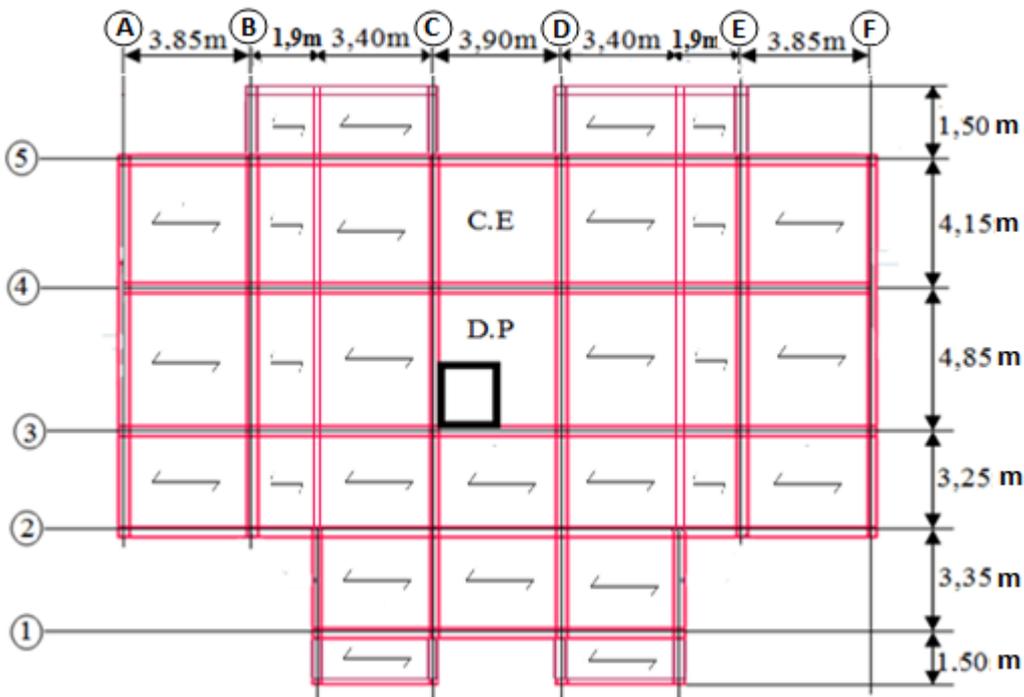


Figure II.1.2. Plan de disposition des poutrelles de 1<sup>er</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

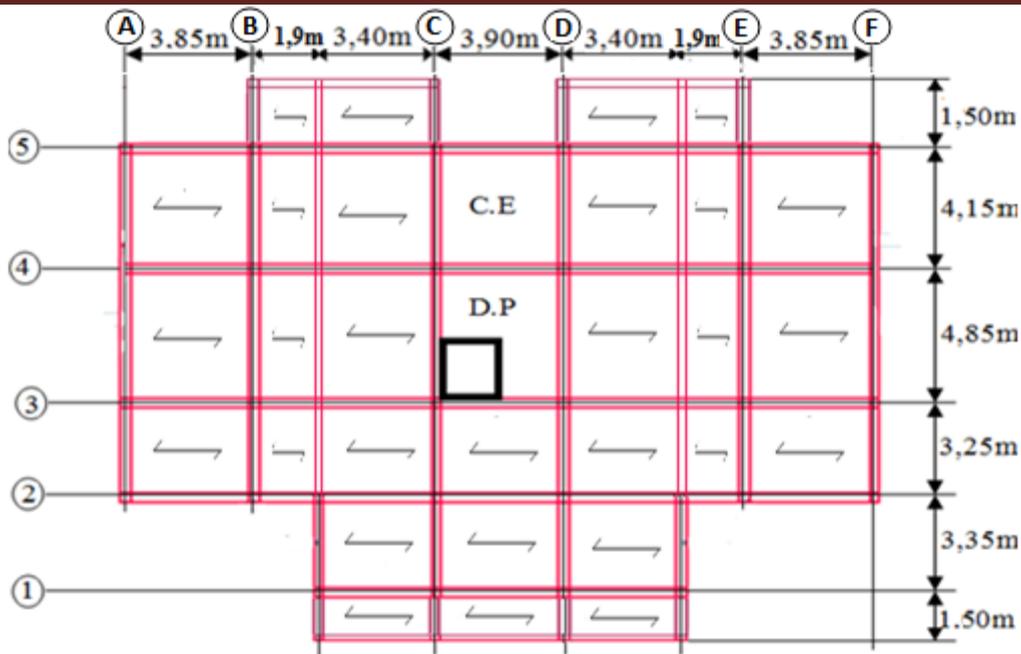


Figure II.1.3. Plan de disposition des poutrelles de RDC et 2<sup>ème</sup> étage.

D’après le CBA93 la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CB A93 (Art B.6.8.4.2.4P137)}$$

avec :

$\left\{ \begin{array}{l} L_{max}: \text{travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.} \\ ht: \text{Hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

$$L_{max} = 390 - 30 \Rightarrow L_{max} = 360\text{cm.}$$

$$ht \geq \frac{360}{22,5} \Rightarrow ht \geq 16,00 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4 = 20\text{cm.}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 16\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ H_{ddc} = 4\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

**Les poutrelles :**

Elles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$b_0 = 10\text{cm} \Rightarrow \text{Largeur de la nervure}$$

$$L_x = 55\text{cm} \Rightarrow \text{Distance entre nus de poutrelles.}$$

$$L_y = 165\text{cm} \Rightarrow \text{Distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.}$$

$$h_0 = 4\text{cm} \Rightarrow \text{épaisseur de la dalle de compression.}$$

$h_t = 20\text{cm} \Rightarrow$  hauteur totale de la poutrelle.

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{165}{10}\right) \Rightarrow b = 60\text{cm}.$$

## 2- Dalles pleines :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire en BA d'épaisseur. On désigne par  $L_x$  la plus petite des portées. Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- Critère de résistance

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis, } \rho < 0.4.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis, } \rho \geq 0.4.$$

Avec :

$L_x$  : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

- Critère de Coupe-feu :

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

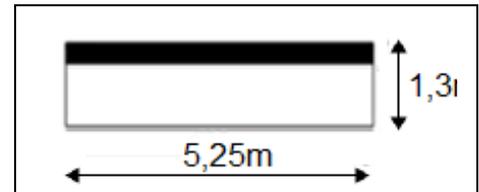
$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

Notre projet comporte sept types de dalle pleine :

✓ Dalles sur 1 seul appui (balcon D1) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.3}{5.25} = 0,247 < 0,4$$

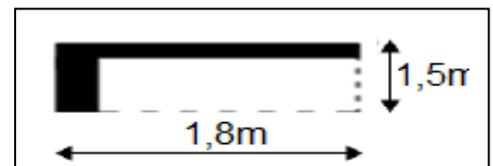
$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6,5\text{cm}.$$



✓ Dalles sur 2 appuis(D2) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.5}{1.8} = 0,833 < 0,4$$

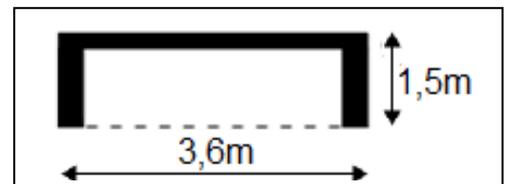
$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7,5\text{cm}.$$



✓ Dalles sur 3 appuis (balcon D3) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.5}{3.6} \Rightarrow 0.416 > 0,4.$$

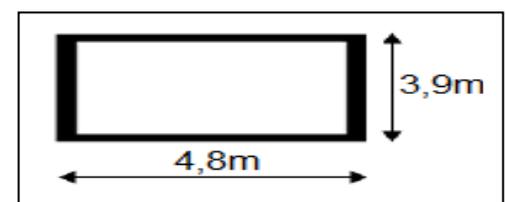
$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3,33 \leq e \leq 3,75\text{cm}.$$



✓ Dalles sur 4 appuis (D4) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3.9}{4.85} \Rightarrow 0,804 > 0,4.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{390}{45} \leq e \leq \frac{390}{40} \Rightarrow 8,67 \leq e \leq 9,75\text{cm}.$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le prédimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu, d'où on opte pour une épaisseur :  $e = 12cm$ .

### 3- Ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a :  $L_x = 1,90m$

$L_y = 2,50m$  ; avec  $e = 12cm$ .

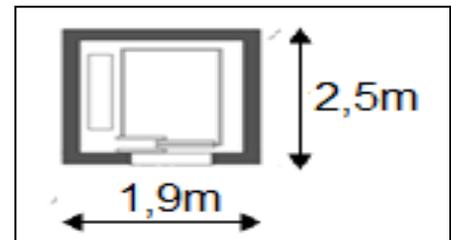


Figure II.1.4. Cage d'ascenseur.

### 4- Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, en béton armé.

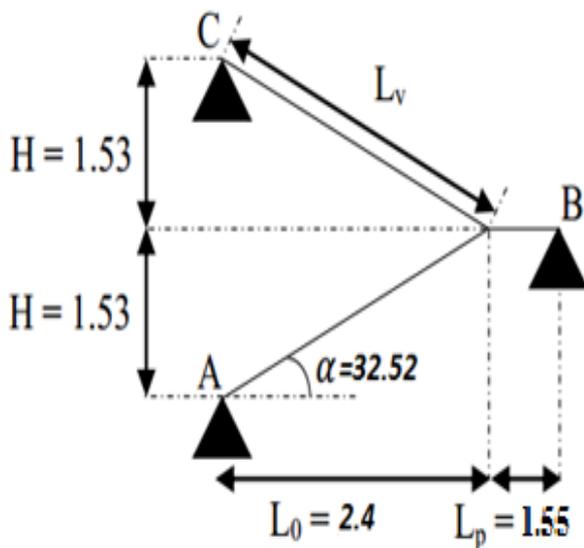


Figure II.1.5. schéma statique des deux volées.

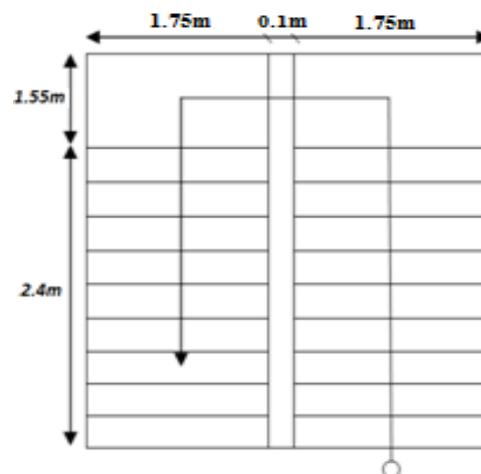


Figure II.1.6. Escalier droit.

Dans notre projet on a deux types d'escalier droit :

- Type I : escalier a deux volées contrariées avec palier de repos.
- Type II : escalier a une seule volée (accès extérieure).

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

Soit :

H : hauteur de la volée ; L : longueur de la volée ; n : Nombre de contre marche.

n -1: Nombre de marches ; g : Giron ; h : Hauteur de la contre marche.

Or:  $h = \frac{H}{n}$  ;  $g = \frac{L}{(n-1)}$  ; Si:  $g+2h=64\text{cm}$  .....(1)

Remplaçant h et g dans (1) on trouve :

$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 64\text{cm} \Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0.$$

$L = 2,4\text{m}$ ;  $H = 1,53\text{m}$ ;  $n = 9$ ;  $h = \frac{1,53}{9} \Rightarrow h = 17\text{cm}$  ;  $g = \frac{2,4}{8} \Rightarrow g = 30\text{cm}$ .

Inclinaison de la paillasse:  $\tan \alpha = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$ .

Épaisseur de la paillasse  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Avec :  $L = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p \Rightarrow L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,55$

$L = 4,39\text{m} \Rightarrow \frac{439}{30} \leq e \leq \frac{439}{20} \Rightarrow \begin{cases} 14,63 \leq e \leq 21,95\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \text{ pour 2 heures de coupe feu.} \end{cases} \Rightarrow e = 15\text{cm}.$

**5- l'acrotère :**

C'est un élément en béton armé (consol), encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

La section transversale

$S = ((0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1)/2) = 0,0675\text{m}^2$ .

Poids propre =  $0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ kn/ml}$ .

Revêtement en enduit de ciment

$\Rightarrow 1 \times 0,02 \times 2000(0,6 + 0,21 + 0,05 + 0,5 + 0,1) = 0,584\text{KN/ml}$ .

Donc  $G = 2,2715\text{KN/ml}$ .

La surcharge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/ml}$ .

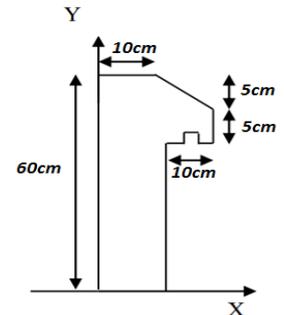


Figure II.1.7.1'acrotère

**II.1.3. Prédimensionnement des éléments principaux :**

**1- les poutres :**

A / Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$  ;  $L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$L_{max} = 485 - 30 \Rightarrow L_{max} = 455 \text{ cm} \Rightarrow 30,33\text{cm} \leq h \leq 45,5\text{cm}$ .

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} b = 35 \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifie} \\ h = 45 \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,28 \dots \dots \dots \text{vérifie} \end{cases}$$

**RPA (Article .7.5.1.P64).**

B / Les poutres secondaires :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ; L_{max} = 390 - 30 = 360cm \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24,00 \leq h \leq 36,00cm$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ h = 35 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases} \quad \text{RPA (Article .7.5.1.P64).}$$

C / Les poutres palière :

D'après le BAEL 91 :

$$L = 390 - 30 \Rightarrow L = 3,6m. ; \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{1} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36cm$$

On adopte pour une section rectangulaire (b×h) = (30×30) cm<sup>2</sup>

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ h = 30cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases} \quad \text{RPA (Article .7.5.1.P64).}$$

**2- Les voiles :**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15cm \dots\dots\dots (1)$
- $e \geq \frac{h_e}{20}$  pour les voiles simple  $\dots\dots\dots (2)$  RPA 99(Article .7.5.1.P64).
- $L \geq 4e \dots\dots\dots (3)$

Avec :

$h_e$  : C'est la hauteur libre d'étage ;  $e$  : Épaisseur du voile;  $L$  : longueur du voile.

$$e \geq \max \left[ \frac{3,06-0,2}{20}; 15cm \right] \Rightarrow e \geq 15,2cm. \Rightarrow \text{Pour tous les étages.}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 20cm$ .

**3- Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

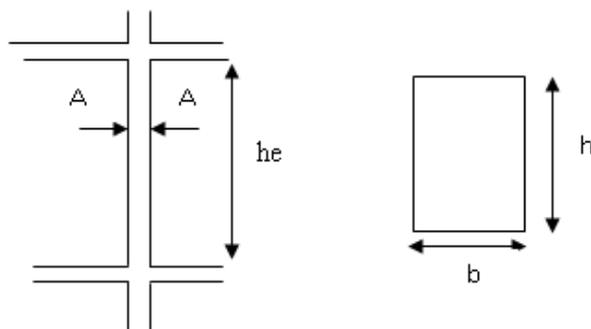


Figure II.1.8. hauteur libre de poteau.

Les exigences de RPA en zone IIa

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.4.1.P61).}$$

On adopte préalablement la section des poteaux (b×h) comme suit :

Tableau II.1.1: section des poteaux préalable :

Etage	Cave, RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>
Section(b× h)	50× 45	45× 40	40× 35	35× 30

### II.1.4. Évaluation des charges et surcharges :

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

#### 1- Les planchers :

➤Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1.2. Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible:

Désignation	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	e (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Étanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique en liège	0,25	0,04	0,01
Dalle en corps creux (16+4)			2,85
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G	6,23KN/m <sup>2</sup>		
Q	1 KN/m <sup>2</sup>		

➤ Dalle pleine inaccessible :

**Tableau II.1.3.** Évaluation des charges dans la dalle pleine inaccessible :

Désignation	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	e (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Étanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Dalle pleine (15cm)	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G	7,28KN/m <sup>2</sup>		
Q	1KN/m <sup>2</sup>		

➤ Plancher étages courants :

**Tableau II.1.4.** Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant :

Désignation	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	e (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher en corps creux (16+4)			2,85
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Cloison intérieur	10	0,1	1
G	5,25KN/m <sup>2</sup>		
Q	1,5KN/m <sup>2</sup>		

➤ Dalle pleine :

**Tableau II.1.5.** Évaluation des charges dans les dalles pleines :

Désignation	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	e (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36

Dalle pleine (15cm)	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Cloison intérieur	10	0,1	1
G	6,15KN/m <sup>2</sup>		
Q	1,5KN/m <sup>2</sup>		

➤Dalle pleine (balcons) :

**Tableau II.1.6.** Évaluation des charges dans les dalles pleines (balcons) :

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine (15cm)	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	20	0,02	0,4
G	5,35KN/m <sup>2</sup>		
Q	3,5KN/m <sup>2</sup>		

➤Murs extérieur (double cloison) :

**Tableau II.1.7.** Évaluation des charges dans les murs extérieurs :

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	20	0,02	0,4
Brique creuse	9	0,15	1,35
Brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit intérieur	10	0,02	0,2
G	2,85KN/m <sup>2</sup>		

➤Murs intérieur (simple cloison) :

**Tableau II.1.8.** Évaluation des charges dans les murs intérieurs :

G	1,30KN/m <sup>2</sup>
---	-----------------------

➤ Les escaliers :

Palier :

**Tableau II.1.9.** Évaluation des charges du palier.

Désignation	$\rho(\text{kn}/\text{m}^3)$	e (m)	G(kn/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Poids propre de palier	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G	4,79KN/m <sup>2</sup>		
Q	2,5kn/m <sup>2</sup>		

➤ Volée :

**Tableau II.1.10.** Évaluation des charges de la volée :

Désignation	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	e (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier	20	0,02	0,4
Paillasse en BA	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Contre marche	25 × 0,17/2		2,125
G	6,91KN/m <sup>2</sup>		
Q	2,5kn/m <sup>2</sup>		

**II.1.5.Descente de charges :**

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau D4.

➤ **Descente de charges pour le poteau D4 :**

**1. Calcul de la surface afférente pour le poteau de la chambre des machines :**

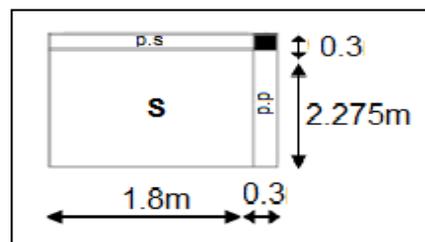
$S = 4,095 \text{ m}^2$

• Poids propre des poutres :  $G_{poutre} = \gamma_b \times h_p \times b_p \times l_p$

$G_{PP} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times 1,8 \Rightarrow G_{PP} = 7,087 \text{ KN}$

$G_{PS} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 2,275 \Rightarrow G_{PS} = 6,825 \text{ KN}$

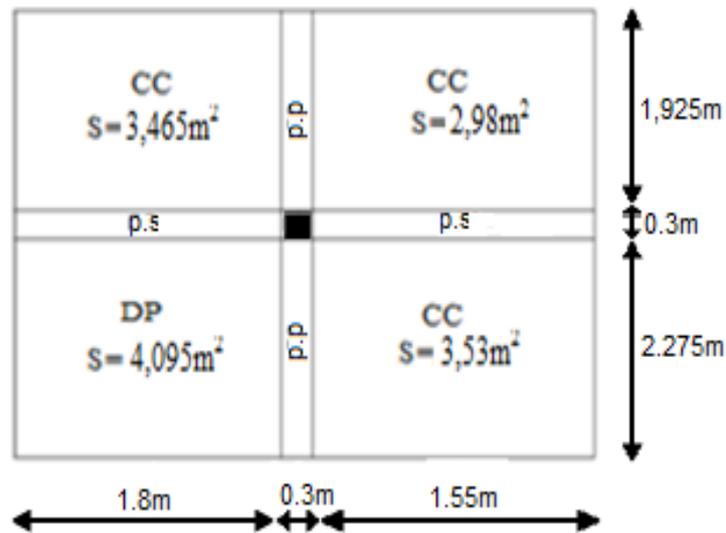
$G_{poutres} = 13,912 \text{ KN}$



**Figure II.1.9.**Chambre des machines du Poteau(D4)

- Poids du plancher :  $G_{\text{plancher}} = 32,70 \text{ KN}$   
 $Q_{\text{plancher}} = 5,317 \text{ KN}$
- Poids des poteaux:  $P_{\text{pot}} = S \times 25 \times h_e = 8,0325 \text{ KN}$

**2. Calcul de la surface afférente pour le poteau de la terrasse inaccessible :**



**II.1.10. Terrasse inaccessible du poteau(D4)**

$G_{\text{DP}} = 29,81 \text{ KN}; G_{\text{CC}} = 62,114 \text{ KN}$

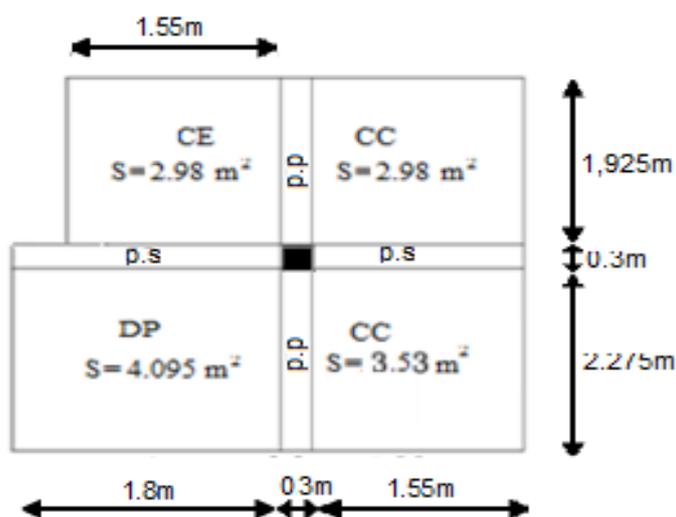
$G_{\text{plancher}} = 118,92 \text{ KN}$

$Q_{\text{plancher}} = 21,81 \text{ KN}$

**3. Calcul de la surface afférente pour le poteau des étages courant:**

$G_{\text{plancher}} = 91,48 \text{ KN}$

$Q_{\text{plancher}} = 25,47 \text{ KN}$



**II.1.11. étages courant du poteau(D4)**

**4. Calcul de la surface afférente pour le poteau de la cave:**

$G_{\text{plancher}} = 91,48\text{KN}$

$Q_{\text{plancher}} = 25,47\text{KN}$

$G_{\text{poteau}} = 9,56\text{KN}$

**Tableau II.1.11.** Sections et poids propre des poteaux :

Etage	CAVE	RDC et 1er	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>
Section(b× h)	50× 45	50×45	45 × 40	40 × 35	35 × 30
$G_{\text{poteau}}(\text{kn})$	9,56	17,21	13,77	10,71	8,03

• **Poids des murs :**

RDC → $P_m = 35,66\text{KN}$  ; Le reste des étages → $P_m = 35,29\text{KN}$

La loi de dégression :

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (D4) sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.1.12.** Évaluation de la surcharge d’exploitation :

Niv	Éléments	G(KN)	Q(KN)
$N_0$	Poids du local des machines	54,64	5,31
	Plancher terrasse inaccessible	118,92	21,81
	Poutre terrasse	25,33	
	Poteau (35× 30)	8,03	
	Σ	206,92	27,12
$N_1$	Venant de $N_0$	206,92	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25,33	
	Poteau (35× 30)	8.03	
	Σ	367,05	52,59
$N_2$	Venant de $N_1$	367,05	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25,33	
	Poteau (40× 35)	10.71	
	Σ	529,86	75,513

$N_3$	Venant de $N_2$	529,86	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25,33	
	Poteau (40× 35)	10.71	
	$\Sigma$	692,67	102,63
$N_4$	Venant de $N_3$	692,67	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25,33	
	Poteau (45× 40)	13.77	
	$\Sigma$	858,54	113,71
$N_5$	Venant de $N_4$	858,54	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25,33	
	Poteau (45× 40)	13.77	
	$\Sigma$	1024,41	129
$N_6$	Venant de $N_5$	1024,41	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25,33	
	Poteau (50× 45)	17.21	
	$\Sigma$	1193,72	141,73
$N_7$	Venant de $N_6$	1193,72	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25.33	
	Poteau (50× 45)	17.21	
	$\Sigma$	1363,03	153,71
$N_8$	Venant de $N_7$	1363,03	
	Plancher étage	126,77	
	Poutre	25,33	
	Poteau (50 × 45)	9.56	
	$\Sigma$	1524,69	167,10

A la base du poteau (D4) :

$$G = 1524,69\text{KN} \quad ; \quad Q = 167,10\text{KN}.$$

C/ Vérification :

Calcul de l'effort normal ultime a la base:

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q \Rightarrow N_u = 2308,98\text{KN}.$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que :  $N'_u = 1,1N_u \Rightarrow N'_u = 2539,87\text{KN}.$

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N'_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N'_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2,53987}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,178 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0,5 \times 0,45 \Rightarrow B = 0,225 \text{ m}^2 \geq 0,178 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau. II.1.13.** vérification de la compression :

Niveau	$N'_u$ (MN)	B (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
CAVE	$2539,87 \times 10^{-3}$	0,225	11,28	vérifié
RDC et 1 <sup>er</sup>	$2277,71 \times 10^{-3}$	0,225	10,12	vérifié
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	$1734,09 \times 10^{-3}$	0,18	9,63	vérifié
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	$1197,95 \times 10^{-3}$	0,14	8,55	vérifié
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	$631,84 \times 10^{-3}$	0,105	6,02	vérifié

- Vérification des conditions du RPA

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \dots\dots\dots(3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

- Vérification au flambement

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 (Article B.8.2.1P156)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \text{CBA93 (Article B.8.2.1P157)}$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \text{CBA93 (Article B.8.2.1P157)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec} \quad l_f = 0,7l_0 \Rightarrow l_f: \text{la longueur de flambement}$$

$l_0$ : longueur du poteau ;  $i$ : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A_s \geq 0,8\%B_r \Rightarrow \text{On prend } A_s = 1\%B_r$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

**BAEL 91(7-4-2)**

$$B_r = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{cal}$

**Tableau II.1.14.** vérification au flambement :

Type de poteau	B(m <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	Br(m <sup>2</sup> )	$N'_u$ (MN)	B <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )
50×45	0,225	1,19	8,26	0,841	0,206	2,53987	0,136
50×45	0,225	1,862	12,93	0,827	0,206	2,27771	0,124
45×40	0,180	1,862	14,323	0,822	0,163	1,73405	0,952
40×35	0,140	1,862	16,191	0,815	0,125	1,19795	0,066
35× 30	0,105	1,862	18,43	0,8	0,092	0,63184	0,035

### II.1.6.Conclusion :

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

# Chapitre III

**III.1. Introduction :**

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur ..... etc.). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur.

**III.2. Calcul des planchers à corps creux :**

Le calcul sera fait pour deux éléments :

Poutrelles ; Dalle de compression.

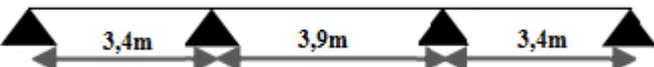
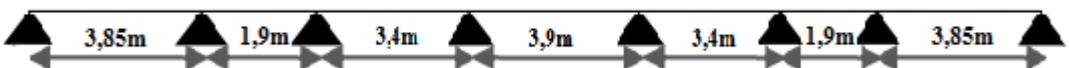
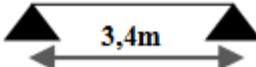
**1- Poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur Plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

Méthode forfaitaire, Méthode de Caquot.

-Types de poutrelles : On distingue six types de poutrelles :

**Tableau III.1.** Types de poutrelles.

Type	Schémas statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

-Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles :

Type de poutrelle	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode Adoptée
Type 1	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{\max} = 5\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2; 2G) \\ \text{F. P. N} \\ 0,8 \leq (l_i/l_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Méthode Forfaitaire
Type 2, 3 et 4	Non vérifiées	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot Minorée
Type 5	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

Calcul des charges et surcharge revenants aux poutrelles :

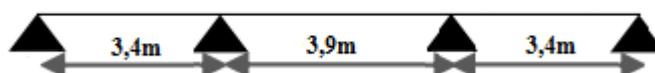
$$\begin{cases} P_u = 1,35G + 1,5Q \\ P_s = G + Q \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} q_u = P_u * l_0 \\ q_s = P_s * l_0 \end{cases} \quad \text{avec : } l_0=0,6\text{m}$$

**Tableau. III.3.** Surcharge revenante aux poutrelles :

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Terrasse Inaccessible	6,23	1	0,6	ELU	P <sub>u</sub> =1,35G+1,5Q P <sub>u</sub> =9,91	q <sub>u</sub> = P <sub>u</sub> × l <sub>0</sub> q <sub>u</sub> = 5,95
				ELS	P <sub>s</sub> = G + Q P <sub>s</sub> = 7,23	q <sub>s</sub> = P <sub>s</sub> × l <sub>0</sub> q <sub>s</sub> = 4,34
Etage courant	5,25	1,5	0,6	ELU	P <sub>u</sub> =1,35G+1,5Q P <sub>u</sub> =9,33	q <sub>u</sub> = P <sub>u</sub> × l <sub>0</sub> q <sub>u</sub> =5,60
				ELS	P <sub>s</sub> = G + Q P <sub>s</sub> = 6,75	q <sub>s</sub> = P <sub>s</sub> × l <sub>0</sub> q <sub>s</sub> =4,05

-Exemple de calcul d'une poutrelle type 1 d'étage courant :

La méthode que nous allons utiliser est la méthode forfaitaire puisque ses conditions sont vérifiées



**Figure III.1.** Schéma statique de la poutrelle

- Calcul des moments :

Moments aux appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0,15M_0 \text{ avec : } M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU: } M_A = M_D = -1,60 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_A = M_D = -1,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

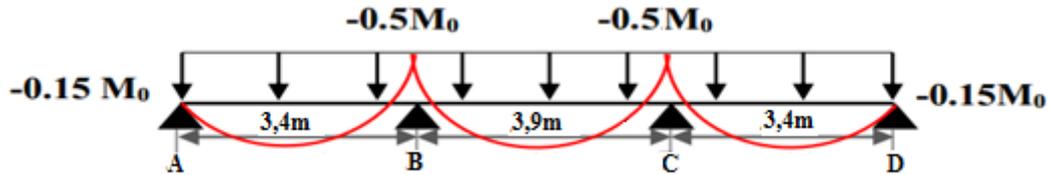


Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 3 travées

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = M_C$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_B = M_C = -5,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B = M_C = -3,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d) / 2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \frac{1,5}{1,5+5,25} \Rightarrow \alpha = 0,222 \Rightarrow \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,066 \\ (1,2 + 0,3\alpha) = 1,266 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_{tAB} = 5,97 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{tAB} = 4,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_{tBC} = 6,04 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{tBC} = 4,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_{tCD} = 5,97 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{tCD} = 4,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des efforts tranchants :

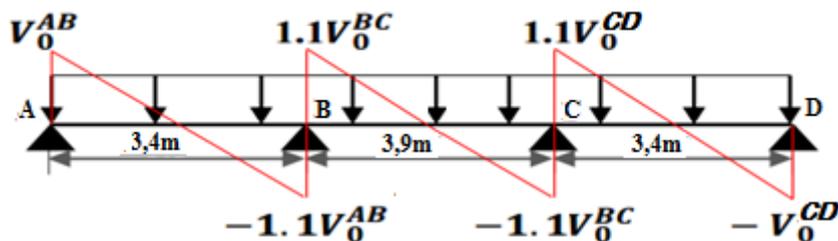


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 3 travées

On a :  $V_0 = q \cdot l / 2$  : Effort tranchant isostatique :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 9,52 \text{ KN} \\ V_B = -10,47 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 12,02 \text{ KN} \\ V_C = -12,02 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée CD : } \begin{cases} V_C = 10,47 \text{ KN} \\ V_D = -9,52 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III.4.** Sollicitations maximales dans les différents types des poutrelles du RDC au 7<sup>ème</sup> étage:

types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Efforts Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	$Ma^{riv}$ (KN.m)	$Ma^{intr}$ (KN.m)	Mt (KN.m)		$Ma^{riv}$ (KN.m)	$Ma^{intr}$ (KN.m)	Mt (KN.m)
T1	-1,60	-5,33	6,04	12,02	-1,15	-3,85	4,36
T2	-1,56	-5,55	9,64	15,65	-1,12	-3,98	7,05
T3	-1,21	-4,29	9,64	15,65	-0,88	-3,07	7,05
T4	-1,56	-5,55	9,64	15,65	-1,12	-3,98	7,05
T5	-1,21	/	8,64	9,52	-0,88	/	6,24
Max	-1,60	-5,55	9,64	15,65	-1,15	-3,98	7,05

**Tableau III.5.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible:

types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Efforts Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	$Ma^{riv}$ (KN.m)	$Ma^{intr}$ (KN.m)	Mt (KN.m)		$Ma^{riv}$ (KN.m)	$Ma^{intr}$ (KN.m)	Mt (KN.m)
T1	-1,29	-5,66	6,22	12,75	-0,94	-4,12	4,54
T2	-1,65	-5,66	9,64	15,65	-1,18	-4,10	7,05
T4	-1,65	-5,66	9,64	15,65	-1,18	-4,10	7,05
Max	-1,65	-5,66	9,64	15,65	-1,18	-4,10	7,05

Ferraillage des poutrelles :

- Ferraillage longitudinal :

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferraillage :

Tableau III.6. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles :

Niveaux	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Efforts Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	$Ma^{riv}$ (KN.m)	$Ma^{intr}$ (KN.m)	Mt (KN.m)		$Ma^{riv}$ (KN.m)	$Ma^{intr}$ (KN.m)	Mt (KN.m)
Etages de RDC à 7	-1,60	-5,55	9,64	15,65	-1,15	-3,98	7,05
Terrasse inaccessible	-1,65	-5,66	9,64	15,65	-1,18	-4,10	7,05

Exemple de calcul plancher RDC :

Données :

$$\text{ELU} \begin{cases} Mt = 9,64 \text{KN.M} \\ Ma^{intr} = -5,55 \text{KN.M} \\ Ma^{riv} = -1,60 \text{KN.M} \\ Vu = 15,65 \text{KN} \end{cases} \qquad \text{ELS} \begin{cases} Mt = 7,05 \text{KN.M} \\ Ma^{intr} = -3,98 \text{KN.M} \\ Ma^{riv} = -1,15 \text{KN.M} \end{cases}$$

$b = 60 \text{ cm}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad h_0 = 4 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad f_c = 400 \text{ Mpa};$   
 $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Ferrailage en travée :

Moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 0,6 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_t = 0,00964 \text{ MN.m} < M_{tu} = 0,0545 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b \times h)}$$

$$u_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,00964}{0,6 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,035 \Rightarrow u_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

On a:  $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} u_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$

$$u_{bu} = 0,035 < u_l = 0,392 \quad \text{Donc : } A' = 0 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Ce qui donne:  $A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,0445$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{9,64 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} \Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 < A_t = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour :  $A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Ferrailage aux appuis :

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

Appui intermédiaire :

$$u_{bu} = \frac{Ma^{intr}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5,55 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,18^2} \Rightarrow u_{bu} = 0,120 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$u_{bu} = 0,120 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,160 \\ z = 0,168 \text{ m} \end{cases}$$

$$Aa^{intr} = \frac{Ma^{intr}}{z \cdot f_{st}} = \frac{5,55 \cdot 10^{-3}}{0,168 \cdot 348} \Rightarrow Aa^{intr} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < Aa^{intr} = 0,95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour :  $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Appuis de rive :

$$u_{bu} = \frac{Ma^{riv}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,60 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,18^2} \Rightarrow u_{bu} = 0,035 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$u_{bu} = 0,035 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0445 \\ z = 0,176 \text{ m} \end{cases}$$

$$Aa^{riv} = \frac{Ma^{riv}}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,60 \cdot 10^{-3}}{0,176 \cdot 348} \Rightarrow Aa^{riv} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < Aa^{riv} = 0,261 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour :  $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

➤ Ferrailage transversal :

$$\Phi_t \geq \min \left( \Phi_t^{min}; \frac{h}{35}; b_0/10 \right) \Rightarrow \Phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5,7 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$  D'où :  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$  (un étrier)

### Vérifications nécessaires

**Vérifications à l'ELU :**

✓ Vérifications de rupture par cisaillement ;

$$\tau_u = \frac{Vu^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15,65 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,87 \text{ MPa}$$

$$FN \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ Espacement (St) :

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

- 1)  $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$
- 2)  $St \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \Rightarrow St \leq 23,6 \text{ cm}$
- 3)  $St \leq \frac{0,8 * A_t * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 * f_{t28} * k)} \Rightarrow St \leq 31,46 \text{ cm}$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$  et  $\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$

$St = \min(1; 2; 3)$

On prend:  $St = 15 \text{ cm}$ .

✓ Vérifications des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $Vu$ :

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma b}{f_e} Vu \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 15,65 \times 10^{-3}$$

$$A_l^{min} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 3HA10 + 1HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 > A_l^{min} = 0,45 \text{ cm}^2$

Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma b}{f_e} \left( Vu + \frac{Ma^{intr}}{0,9 * d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 15,65 \times 10^{-3} - \frac{5,55 * 10^{-3}}{0,9 * 0,22} \right)$$

$A_l \geq -0,535 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{a * b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4 \text{ cm})) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $Vu \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 15,65 \text{ KN} < 115,02 \text{ KN} \dots \dots \dots$  vérifiée

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 * Vu}{0,9 * b * d * h_0} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,006 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**Vérifications à l'ELS :**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes :**

▪ **En travée**

✓ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A (d - h_0) = -1,56 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T.

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [(b - b_0) h_0 + 15.A] y - [(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15. A. d] = 0$$

$$5y^2 + 255,4y - 1077,2 = 0 \Rightarrow y = 4,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15.A (d - y)^2 \Rightarrow I = 8312,11 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{7,05 \times 10^{-3} \times 4,64 \times 10^{-2}}{8312,11 \times 10^{-8}} = 3,935 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

▪ **Appuis intermédiaires :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15(d - h_0) = 1,503 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire.

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15.A. (y - d) = 0$$

$$5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15.A (d - y)^2$$

$$I = 10082,88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,98 \times 10^{-3} \times 7,15 \times 10^{-2}}{10082,88 \times 10^{-8}} = 2,822 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Condition de la vérification de la flèche :

Données :  $l = 3,9 \text{ m}$  ;  $M_{0S} = 7,7 \text{ KN.m}$  ;  $M_{st} = 7,05 \text{ KN.m}$

1)  $h \geq \frac{M_{st}}{15M_{0S}} \times l \Rightarrow h = 20 \geq \frac{7,05 \times 3,9}{15 \times 7,7} = 23,80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

3)  $l < 8m$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta_f = (\Delta_{gv} - \Delta_{ji}) + (\Delta_{pi} - \Delta_{gi}) \leq \bar{f}$$

Dans notre cas :  $\bar{f} = \frac{390}{500} = \text{cm} \Rightarrow \bar{f} = 7,8 \text{ mm}$

✓ **Evaluation des moments en travée :**

$G =$  poids total  $\Rightarrow G = 5,25 \text{ KN.m}$  ,  $j =$  poids au moment de pose des cloisons.  $\Rightarrow j = 3,85 \text{ KN.m}$

$P = G + Q$  avec  $Q = 1,5 \text{ KN.m}$

$$q^j = 0,6(G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 0,6(2,85 + 1) = 2,31 \text{ KN/m}^2$$

$$q^g = 0,6(G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revêtement}}) = 3,15 \text{ KN/m}^2$$

$$q^p = 4,05 \text{ KN/m}^2$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^j = 0,92 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^g = 0,92 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,92 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 4,37KN.m \\ M_{ser}^g = 5,90KN.m \\ M_{ser}^p = 7,59KN.m \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé :

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86Mpa \\ E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,20Mpa \end{cases}$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b+3b_0)\rho} = 3,20 \\ \lambda_{v=0,4} \lambda_i = 1,28 \end{cases} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_t}{d \times b_0} = \frac{2,36}{18 \times 10} \Rightarrow \rho = 0,0131$$

$$y_G = \frac{[b_0 \times \frac{h^2}{2}] + [(b-b_0) \frac{h_0^2}{2}] + 15 \times A \times d}{(b_0 \times h) + (b-b_0)h_0 + 15 \times A} \Rightarrow y_G = 4,05cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \frac{(h-y_G)^3}{3} - (b-b_0) \times \frac{(y_G-h_0)^3}{3} + 15 \times A(d-y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 42265,6cm^4$$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$  :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 111,41 Mpa \\ \sigma_{st}^g = 150,27 Mpa \\ \sigma_{st}^p = 193,21 Mpa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_j = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) \\ \mu_g = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) \\ \mu_p = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0,537 \\ \mu_g = 0,632 \\ \mu_p = 0,699 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés ;

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 17085cm^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 15323cm^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 14345cm^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 25635cm^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}} = 1,211 \times 10^{-3}m \\ f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}} = 1,842 \times 10^{-3}m \\ f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}} = 2,502 \times 10^{-3}m \\ f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}} = 3,303 \times 10^{-3}m \end{cases}$$

$$\Delta_f = (\Delta_{gv} - \Delta_{ji}) + (\Delta_{pi} - \Delta_{gi}) = 0,27cm \leq \bar{f} = 0,78cm \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Ferrailage des différents types des poutrelles :

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse Inaccessible	Travée	9,64	0,035	0,044	0,176	1,57	1,30	2,36
	Appui intermédiaire	5,66	0,123	0,164	0,168	0,95	0,23	1,57
	Appui de rive	1,65	0,032	0,045	0,176	0,26	0,22	0,79
Etages de 1 à 7	Travée	9,64	0,035	0,044	0,176	1,57	1,30	2,36
	Appui intermédiaire	5,55	0,120	0,160	0,168	0,95	0,23	1,57
	Appui de rive	1,60	0,035	0,044	0,176	0,26	0,22	0,79

Remarque :

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS) :**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux suivants :

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU :

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \bar{\tau}$ (MPa)
Terrasse Inaccessible	0,87 < 2,5	15,65 < 115,02	1,006 < 2,5
Etages de la Cave au 7 <sup>eme</sup>	0,87 < 2,5	15,65 < 115,02	1,006 < 2,5
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS :

Niveaux	Endroit	$M^S$ (KN.m)	$A^S$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma \leq \sigma^-$ (MPa)	observation
Terrasse Inaccessible	Travée	7,05	2,36	4,64	8312,11	3,93 < 15	Vérifier
	Appui	-4,10	1,57	7,15	10082,88	2,82 < 15	Vérifier
Etages de la Cave au 7 <sup>eme</sup>	Travée	7,02	2,36	4,64	8312,11	3,93 < 15	Vérifier
	Appui	-3,98	1,57	7,15	10082,88	2,82 < 15	Vérifier

Tableau III.10. Vérifications des flèches des différents niveaux :

Niveau	Terrasse Inaccessible	Etage de 1 à 7
L(m)	3,9	3,9
$q_{jser}$ (KN/m)	1,85	2,31
$q_{gser}$ (KN/m)	4,05	3.10
$q_{pser}$ (KN/m)	4,69	4.05
$M_{jser}$ (KN.m)	3,24	4,37
$M_{gser}$ (KN.m)	7,00	5,9
$M_{pser}$ (KN.m)	8,13	7,59
I (cm <sup>4</sup> )	8312,11	8312,11
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	42265,6	42265,6
$\rho$	0,0131	0,0131
$\lambda_i$	3,203	3,20
$\lambda_v$	1.28	1,28
$\sigma_{st}^j$ Mpa	82,473	299,233
$\sigma_{st}^g$ Mpa	178,324	162,441
$\sigma_{st}^p$ Mpa	206,947	384,729
$\mu_j$	0,428	0,821
$\mu_g$	0,679	0,696
$\mu_p$	0,716	0,857
$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	19607	17085
$I_{fgi}$ (cm <sup>4</sup> )	14641	15323
$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	14112	14345
$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	24860	25635
$f_{ji}$ (mm)	0,781	1,211
$f_{gi}$ (mm)	2,263	1,842
$f_{pi}$ (mm)	2,724	2,502

$f_{gv}(\text{mm})$	3,998	3,303
$\Delta f$	3,678	2,752
$f_{adm}$	7,80	7,80
<b>Observation</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

On remarque que la flèche est vérifiée.

**Tableau III.11.** Les résultats sont représentés sur ce tableau :

Niveau	$A_S(\text{cm}^2)$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\Delta_f(\text{cm})$	$\bar{f}(\text{cm})$	Observation
Terrasse Inaccessible	2,36	8312,11	4,64	3,678	7,8	Vérifier
Etages de 1 à 7	2,36	8312,11	4,64	2,752	7,8	Vérifier

Schémas de ferrailage des poutrelles :

**Tableau III.12.** Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC+Etage courant +terrasse inaccessible			

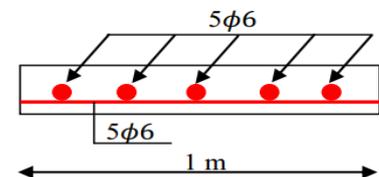
**2- Etude de la dalle de compression :**

$$\begin{cases} A_{\perp}: \frac{4 \times l_0}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{//}: \frac{A_{\perp}}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

D'après le CBA les espacements ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} S_t \leq 20 \text{ cm} \text{ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \text{ Pour les armatures parallèles aux nervures.} \end{cases}$$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles  $(150 \times 150) \text{ mm}^2$



**Figure III.4.** Ferrailage de la dalle de compression.

### III.3. Dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.  
 $L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

Types des dalles :

✓ **Dalle sur 4 appuis avec ouverture :**

$$L_x = 3,9 \text{ m} ; L_y = 4,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,9}{4,85} = 0,80 > 0,4$$

⇒ la dalle travaille selon 2 sens.

$$G = 6,15 \text{ kn/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ kn/m}^2.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 10,55 \text{ kn/m}^2.$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7,65 \text{ kn/m}^2.$$

Pour une bonde de 1ML  $\Rightarrow \begin{cases} q_u = 10,55 \text{ kn/m} \\ q_s = 7,65 \text{ kn/m} \end{cases}$

ELU

ELS

$$\rho = 0,80 \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l^2_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8,93 \text{ kn.m} \\ M_0^y = 5,46 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

ELU:

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 m_0^x \\ M_t^y = 0,75 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 6,69 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 4,09 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment au niveau des appuis :

ELU :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 m_0^x = -3,345 \text{ kn.m}$$

Calcul de ferrailage :

Sens //  $l_x$  :

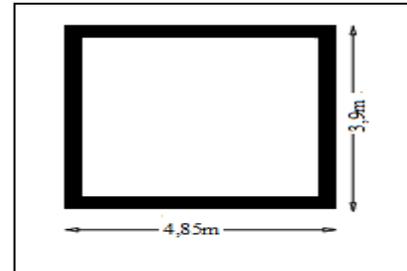
$$d = e - c = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0327 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,0416$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 11,80 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{z f_{st}} = \frac{6,69 \times 10^{-3}}{0,118 \times 348} \Rightarrow A_{tx} = 1,63 \text{ cm}^2.$$



III.5. Schéma statique de la dalle sur 4 appuis.

ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l^2_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 6,47 \text{ KN.M} \\ M_0^y = 3,96 \text{ KN.M} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 m_0^x \\ M_t^y = 0,75 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 4,85 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 2,97 \text{ kn.m} \end{cases}$$

ELS:

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 m_0^x = -2,425 \text{ kn.m}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Avec :  $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$A_{tx} > A_{tx}^{min}$  .....condition vérifiée.

On adopte : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>.

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t=25\text{cm}.$$

Sens //  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0200 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ;$$

$$\alpha = 0,025 \Rightarrow Z = 11,88\text{cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t^y}{z f_{st}} = \frac{4,09 \times 10^{-3}}{0,1188 \times 348} \Rightarrow A_{ty} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$A_{ty}^{min} < A_{ty}$  .....condition non vérifiée.

On ferraille avec  $A_{ty}^{min}$  :

On adopte : 3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup>

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm} < \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t=33\text{cm}.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13.** Ferrailage de la dalle sur 4 appuis avec ouverture :

En travée								
Sens	$M_t(kn.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adpt}(cm^2)$	$S_t(cm)$
X	6,69	0,0327	0,0416	11,8	2,01	1,32	3HA10=2,35	33
Y	4,09	0,0200	0,025	11,88	1,51	1,2	3HA8=1,51	33
En appuis								
Sens	$M_a(kn.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adpt}(cm^2)$	$S_t(cm)$
X-Y	-3,345	0,0164	0,0206	11,90	0,807	1,32	3HA8=1,51	33

**Vérification à L'ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 14,507 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{14,507 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,13 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,13 < 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Pas de rupture par cisaillement).}$$

**Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :

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

Sens //x :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 35,25y - 423 = 0$$

$$y = 2,58 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2,58^3 + 15 \times 2,35(12 - 2,58)^2$$

$$I = 3700,35 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 22,65y - 271,8 = 0$$

$$y = 2,11 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 1,531^3 + 15 \times 1,51(9 - 1,531)^2$$

$$I = 2528,57 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2,478 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0,0384 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1,96 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens //y :

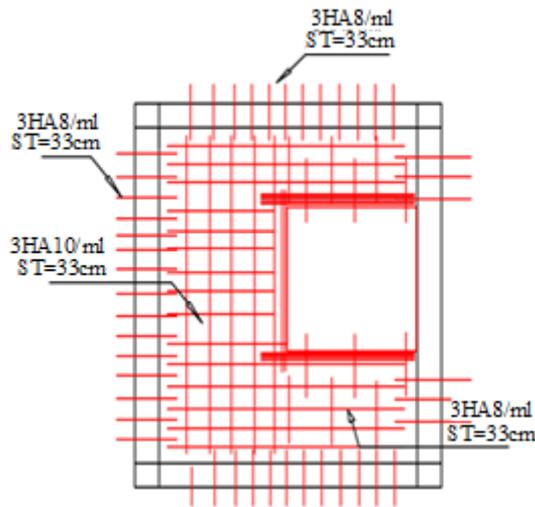
$$\frac{e}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0,0309 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1,26 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**Tableau III.14.** Le tableau suivant illustre les résultats du calcul :

Sens	$f_{gi}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f_t \leq \bar{f}$ (mm)	Observation
Y-Y	0,554	0,338	0,689	1,663	$1,459 \leq 9,7$	Vérifiée



**Figure III.6.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

✓ **Dalle sur 3 appuis :**

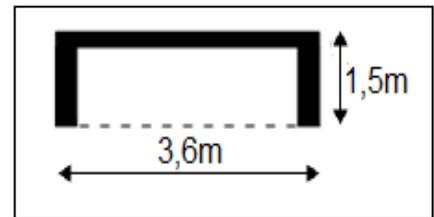
$$L_x = 1,5\text{m} ; L_y = 3,6\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{3,6} = 0,416 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens 1}$$

$$G = 5,35\text{kn/m}^2 ; Q = 3,5\text{ kn/m}^2$$

$$Q_u = 1,35 G + 1,5Q$$

$$\Rightarrow q_u = 12,47\text{ kn/m}^2$$



**III.7.** Schéma statique de la dalle sur 3 appuis.

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8,85\text{ kn/m}^2$$

L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = q_u \frac{l_x^2 l_y}{2} - 2q_u \frac{l_x^3}{3} \\ M_0^y = q_u \frac{l_x^3}{6} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 22,44\text{ kn.m} \\ M_0^y = 7,01\text{ kn.m} \end{cases}$$

En travée:

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75M_0^x = 16,83kn.m \\ M_t^y = 0,75M_0^y = 5,25 kn.m \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5M_0^x = -11,22 kn.m$$

L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = q_s \frac{l_x^2 l_y}{2} - 2q_s \frac{l_x^3}{3} \\ M_0^y = q_s \frac{l_x^3}{6} \end{cases} \Rightarrow \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 15,93kn.m \\ M_0^y = 4,98 kn.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0,75M_0^x = 11,95 kn.m \\ M_{ser}^y = 0,75M_0^y = 3,73 kn.m \end{cases}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15.** Ferrailage de la dalle sur 3 appuis :

En travée								
sens	$M_t(kn.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adpt}(cm^2)$	$S_t(cm)$
X	16,83	0,0823	0,107	11,48	4,21	1,2	4HA12=4,52	25
Y	5,25	0,0257	0,032	11,84	1,27	1,2	3HA8=1.51	33
En appuis								
x et y	11,22	0,0549	0,0706	11,66	2,76	1,2	4HA10=3,14	25

**Vérification à L'ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9,08 kn$$

$$\tau_u = \frac{9,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,0756MPa$$

$$\tau_u = 0,0756 < \bar{\tau} = 1,167 MPa \dots\dots\dots (Pas de rupture par cisaillement).$$

**Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :

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

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 67,8y - 813,6 = 0 \Rightarrow y = 3,41 cm.$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3}3,41^3 + 15 \times 4,52(12 - 3,41)^2$$

$$I = 6324,56\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2,83 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0,10 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

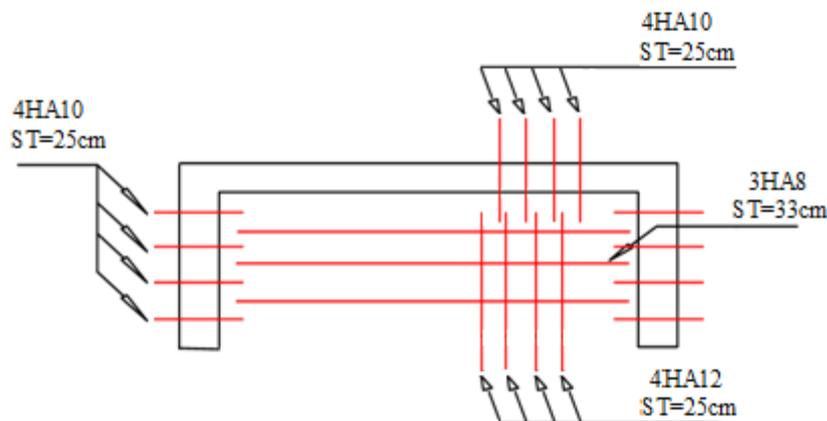
$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 3,76 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0,0417 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1,25 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.8.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

✓ **Dalle sur 2 appuis :**

$$L_x = 1,5 \text{ m} ; L_y = 1,8 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{1,8} = 0,83 > 0,4$$

⇒ la dalle travaille selon 2 sens

$$G = 5,35\text{KN/m}^2 ; Q = 3,5\text{KN/m}^2$$

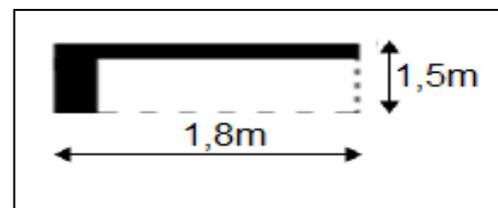
$$q_u = 1,35 G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 12,47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8,85\text{KN/m}^2$$

$$P_m = 1,35 \times (0,8) = 1,04\text{KN/m.}$$

$$P_u = 1,35P_m = 1,404\text{KN/m.}$$

$$P_s = 1,04 \text{ KN/m.}$$



**III.9.** Schéma statique de la dalle sur 2 appuis.

L'ELU :

$$M_0^x = -\left(\frac{q_u \times l_x^2}{2} + P_u \times l_x\right) = -\left(\frac{12,47 \times 1,5^2}{2} + (1,404 \times 1,5)\right)$$

$$M_0^x = -16,13 \text{KN.m.}$$

$$M_0^y = -\left(\frac{q_u \times l_y^2}{2} + P_u \times l_y\right) = -\left(\frac{12,47 \times 1,8^2}{2} + (1,404 \times 1,8)\right)$$

$$M_0^y = -22,73 \text{KN.m.}$$

Moment en travée :

$$\left\{ M_t^x = 0,75M_0^x = 12,09 \text{KN.m.} \right.$$

$$\left\{ M_t^y = 0,75M_0^y = 17,05 \text{KN.m.} \right.$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5m_0^x = -11,36 \text{KN.m.}$$

L'ELS :

$$M_0^x = -\left(\frac{q_s \times l_x^2}{2} + p_s \times l_x\right) = -\left(\frac{8,85 \times 1,5^2}{2} + (1,04 \times 1,5)\right)$$

$$M_0^x = -14,065 \text{KN.m.}$$

$$M_0^y = -\left(\frac{q_s \times l_y^2}{2} + p_s \times l_y\right) = -\left(\frac{8,85 \times 1,8^2}{2} + (1,04 \times 1,8)\right)$$

$$M_0^y = -16,21 \text{m.}$$

Moment en travée :

$$\left\{ M_t^x = 0,75m_0^x = 10,55 \text{KN.m.} \right.$$

$$\left\{ M_t^y = 0,75m_0^y = 12,16 \text{KN.m.} \right.$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5m_0^x = -8,10 \text{KN.m.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16.** Ferrailage de la dalle sur 2 appuis :

En travée								
Sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{adpt}$ ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)
X	12,09	0,059	0,076	11,63	2,98	1,2	4HA10=3,14	25
Y	17,05	0,083	0,108	11,48	4,27	1,2	4HA12=4,52	25
En appuis								
X et y	11,36	0,055	0,071	11,66	2,80	1,2	4HA10=2,01	25

**Vérification à L'ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} + P_u = 10,76 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{10,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,089 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,089 < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{pas de rupture par cisaillement}).$$

**Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :

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

Sens //x :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 565,2 = 0$$

$$y = 2,92 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2,92^3 + 15 \times 3,14(12 - 2,92)^2.$$

$$I = 4713,128 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 67,8y - 813,6 = 0$$

$$y = 3,41 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3,41^3 + 15 \times 4,52(12 - 3,41)^2$$

$$I = 6324,56 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 6,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

Sens x-x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t}{20 \times m_0} \right] \Rightarrow 0,1 > 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2,62 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t}{20 \times m_0} \right] \Rightarrow 0,083 > 0,0525 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_c} \Rightarrow 3,77 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

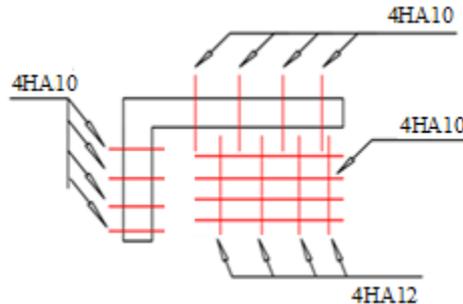
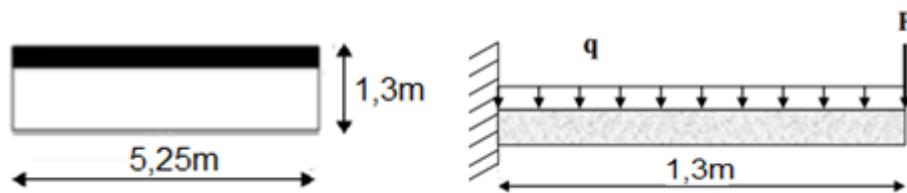


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

✓ Dalle sur un seul appui :

Dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple



III.11. Schéma statique de la dalle sur 1 seul appui.

$$L_x = 1,3 \text{ m} ; L_y = 5,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{5,25} = 0,247 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 1 seul sens}$$

$$G = 5,35 \text{ kn/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 12,47 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8,85 \text{ kn/m}^2.$$

$$P_m = G_{mur} \times h_{mur} \Rightarrow P_m = 1,3 \times 0,8 \Rightarrow P_m = 1,04 \text{ kn/m}$$

$$P_u = 1,35 P_m = 1,404 \text{ kn/m.}$$

$$P_s = 1,04 \text{ kn/m.}$$

ELU:

$$M_u = - \left( \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l \right) = - \left( \frac{12,47 \times 1,3^2}{2} + (1,404 \times 1,3) \right)$$

$$M_u = -12,36 \text{ kn.m.}$$

$$M_s = - \left( \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l \right) = - \left( \frac{8,85 \times 1,3^2}{2} + (1,04 \times 1,3) \right) \Rightarrow M_s = -8,83 \text{ kn.m.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17.** Ferrailage de la console :

M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r\acute{e}par}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r\acute{e}par}^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{r\acute{e}par}$ (cm)	$S_t$ (cm)
12,36	0,060	0,077	11,62	3,06	1,2	0,76	3HA8=1,51	4HA10=3,14	33	25

**Vérification à L'ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} + P_u = 9,51 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{9,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,079 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,079 < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(pas de rupture par cisaillement).}$$

**Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :

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

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 565,2 = 0$$

$$y = 2,92 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2,92^3 + 15 \times 3,14(12 - 2,92)^2.$$

$$I = 4713,128 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t}{20 \times m_0} \right] \Rightarrow 0,115 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2,62 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

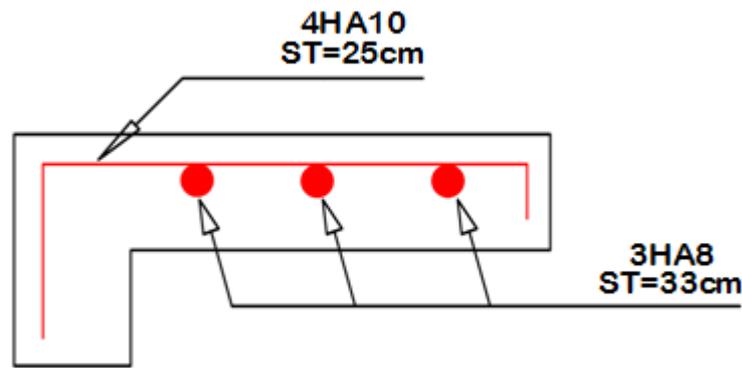


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la console.

### III. 4. Calcul des chaînages :

✓ Définition:

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux.

✓ Dimensionnement

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

$$L_{max} = 3,60m.$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$24cm \leq h \leq 36 cm. \Rightarrow h = 30cm.$$

On prend :  $b = 25cm.$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

#### Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,88 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2,85 \times (3,06 - 0,3) = 7,87 \text{ KN/m.}$$

$$G = \sum p = 9,75 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35G \Rightarrow q_u = 1,35(9,75) = 13,16 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = G = 1,88 + 7,87 \Rightarrow q_s = 9,75 \text{ KN/m.}$$

À ELU:

$$M_0 = q_u \times \frac{L_{max}^2}{8} = 21,32 \text{ kn. m.} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,75M_0 = 15,99 \text{ kn. m.} \\ M_a = -0,5M_0 = -10,66 \text{ kn. m.} \end{cases}$$

#### Ferrailage :

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 28cm$$

Tableau III.18. Ferrailage de la poutre de chaînage :

Section	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{adpt}$ ( $cm^2$ )
Travée	15,99	0,016	0,020	27,77	1,65	0,85	2HA12 = 2,26
Appuis	10,66	0,011	0,013	27,85	1,09	0,85	2HA12 = 2,26

**Vérification à l'ELU :**

Effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15.f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$$

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 13,16 \times \frac{3,6}{2} \Rightarrow V_u = 23,68 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{23,68 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 0,338MPa.$$

$$\tau_u = 0,338 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots\dots\dots(\text{pas de rupture par cisaillement}).$$

Calcul des armatures transversal a la flexion simple :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right).$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = 25,2cm \Rightarrow \text{on prend } S_t = 15cm.$$

$$a) A_t \geq 0,4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0,4 \times \frac{0,25 \times 0,15}{400} \Rightarrow A_t = 3,75 \times 10^{-5} m^2 = 0,37cm^2.$$

$$b) A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} < 0.$$

$$\text{Soit un cadre de } \phi 8 \rightarrow A_t = 1\phi 8 = 0,51cm^2.$$

**Vérification à l'ELS :**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 15,80KN.m$$

Calcul  $M_t$  et  $M_a$  :

$$M_t = 0,75 = 11,85KN.m.$$

$$M_a = -0,5M_0 = -7,90KN.m.$$

Tableau III.19. Vérification de la contrainte.

Section	M(KN.m)	I( $cm^4$ )	Y(cm)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$
Travée	11,87	17762	7,46	7,85	15
Appuis	7,90	17762	7,46	3,32	15

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,083 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{c v.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{m_t}{10m_0} \Rightarrow 0,083 \geq 0,075 \dots\dots\dots \text{c v.} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 3,01 \times 10^{-3} \leq 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{c v.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

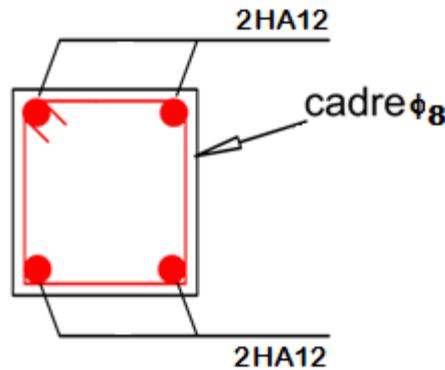


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

**III.5. Étude des escaliers :**

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 on dispose de deux types d'escaliers.

Escalier Type 1 (escalier droite) :

- ✓ Étude de la partie (AB) :

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

Charges et surcharges

On fait le calcul pour 1 ml

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

Tableau III.20. Charge et surcharge :

Niveau	Section	G (kn/ml)	Q (kn/ml)
RDC et étage courant	Palier	4,79	2,5
	Paillasse	6,91	2,5

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

RDC et étage courant :

$$\text{ELU} \begin{cases} \text{Palier:} \\ 1,35G + 1,5Q = 10,216 \text{ kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ 1,35G + 1,5Q = 13,078 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \text{palier} \\ G + Q = 7,29 \text{ kn/ml} \\ \text{paillasse} \\ G + Q = 9,41 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

Charge équivalente :

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L_i.$$

$$\text{ELU : } q_e^u = [(13,078 \times 2,4) + (10,216 \times 1,8)] / (2,4 + 1,8)$$

$$q_e^u = 11,52 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_e^s = [(9,41 \times 2,4) + (7,29 \times 1,8)] / (2,4 + 1,8)$$

$$q_e^s = 8,26 \text{ kn/ml}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$M_0 = \frac{q_e^u \times l^2}{8} = 23,25 \text{ kn.m}$$

Calcul  $M_t$  et  $M_a$  :

$$M_t = 0,75M_0 = 17,44 \text{ kn.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -11,63 \text{ kn.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{q_e^s \times l^2}{8} = 16,67 \text{ kn.m}$$

Calcul  $M_t$  et  $M_a$  :

$$M_t = 0,75M_0 = 12,51 \text{ kn.m.}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -8,33 \text{ kn.m.}$$

**Ferraillage :**

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{m_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,067 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,087$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 13,03 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{m_t}{z f_{st}} = \frac{17,44 \times 10^{-3}}{0,1303 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec  $A_{st}$  : on prend : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2.$$

En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{m_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,057$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 13,19 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{m_a}{z f_{st}} = \frac{11,63 \times 10^{-3}}{0,1319 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2,53 \text{ cm}^2.$$

On prend : 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>.

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .III.21.** Ferrailage de la première et la deuxième volée de l'escalier :

section	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^r$ (cm <sup>2</sup> )	$A^r \text{ adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	17,44	0,067	0,087	13,03	3,85	1,63	1,13	3HA8=1,51	4HA12=4,52
appuis	11,63	0,045	0,057	13,19	2,53	1,63	0,785	3HA8=1,51	4HA10=3,14

**Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

-En travée:  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$ .....vérifiée

-Sur appui :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$ .....vérifiée

**Vérification à ELU :**

FN :

$$V = q_e^u \frac{l}{2} = 23,54 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0,15.f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0,174 \leq \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

.En travée :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0$$

$$y = 3,57\text{cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3,57^3 + 15 \times 4,52(13,5 - 3,57)^2.$$

$$I = 7545,74\text{cm}^4.$$

**Vérification des contraintes :**

✓ Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = 5,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 16,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$y = 3,06 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3,06^3 + 15 \times 3,14(13,5 - 3,06)^2.$$

$$I = 5608,74 \text{ cm}^4.$$

**Vérification des contraintes :**

✓ Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = 4,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15,505 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t}{20m_0} \right] \Rightarrow 0,0379 \geq 0,0375 \dots \dots \dots c \ v. \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 3,348 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots c \ v. \end{array} \right.$$

La vérification de flèche n'est pas nécessaire.

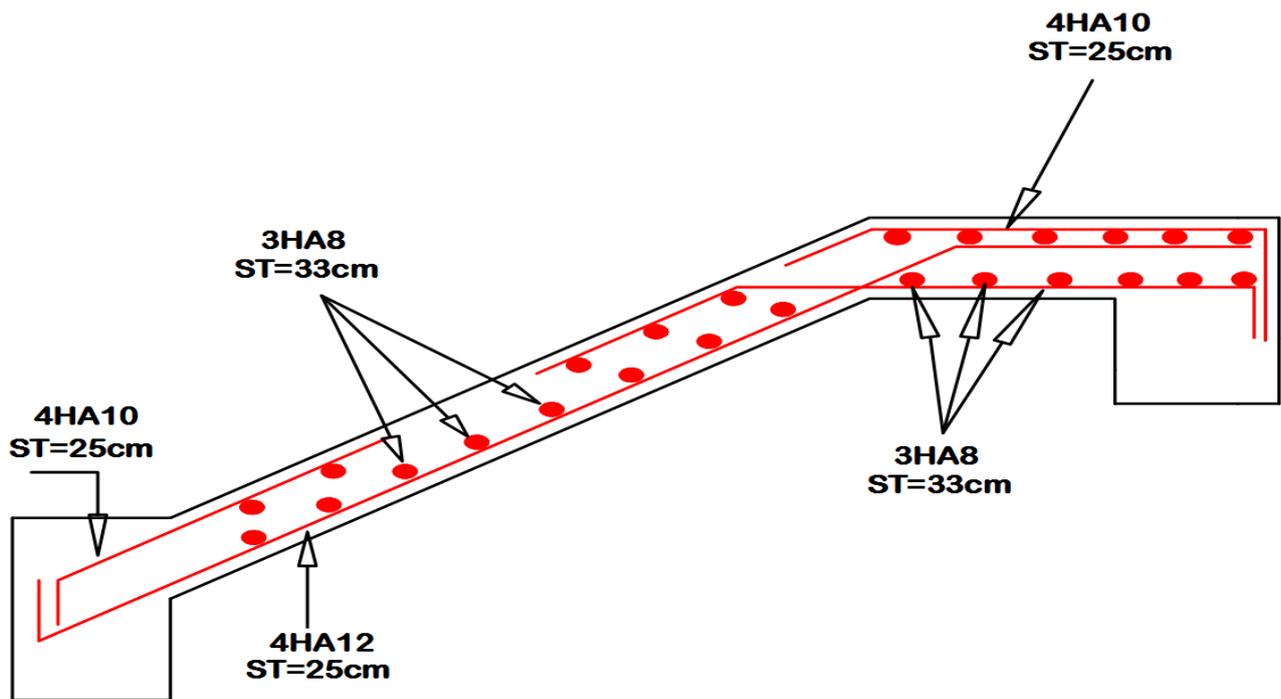


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.6. Etude de la poutre palière :

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

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

Le prédimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :

$$b = 30\text{cm} ; h = 30\text{cm}$$

➤ Calcul en la flexion :

Évaluation des charges :

➤ poids propre de la poutre :  $G_0 = \gamma_b \times b \times h$

$$\rightarrow G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{KN/ml.}$$

➤ poids de mur :  $G_{mur} = G_{DC} \times h_{mur} = 2,85 \times 1,23 = 3,51 \text{KN/ml}$

➤ la charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appuis B.

$$R = 22,39 \text{KN.}$$

Calcul à l'ELU :

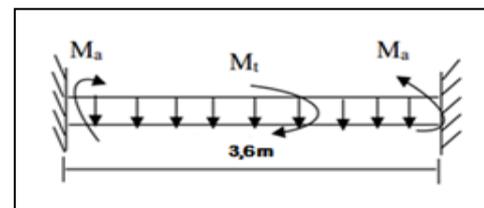
La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1,35 (G_0 + G_{mur}) + R = 1,35(2,25 + 3,51) + 22,39 \Rightarrow q_u = 30,16 \text{kn/ml}$$

Les moments :  $l = 3,3 \text{ m}$

$$\text{-le moment isostatique : } M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 48,86 \text{kn.m}$$



III.15. Schéma statique de la poutre palière.

- Le moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 36,64 \text{ kn.m}$
- Le moment sur appui :  $M_a = -0,3 M_0 = -14,66 \text{ kn.m}$

Ferraillage de la poutre palière :

$$d = 0,9xh = 0,9 \times 30 \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{m_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,044.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 26,52 \text{ cm}.$$

$$A_{st} = \frac{m_t}{z f_{st}} = \frac{36,64 \times 10^{-3}}{0,2652 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 3,97 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$ .

$$A_s^{min} \geq \max\left(\frac{30 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_s^{min} \geq \max(1,05; 1,15 \text{ cm}^2)$$

$$A_s^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4,67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .III.22.**Ferraillage de la poutre palière :

Section	b(cm)	h(cm)	M(kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$
Travée	30	27	36,64	0,035	0,044	26,52	3,97	1,15
Appuis	30	27	14,66	0,014	0,017	26,82	1,57	1,15

**Vérification à ELU :**

FN :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15.f_c28/\gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \times 25/1,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V = q_e^u \frac{l}{2} = 54,28 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0,15.f_c28/\gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,670 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversal a la flexion simple :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right).$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{bS_t}{f_e} = 0,4 \times \frac{0,3 \times 0,2}{400}$$

$$A_t = 6 \times 10^{-5} m^2 = 0,6 cm^2$$

**Calcul de la torsion :**

Calcul le moment de torsion :

$$\text{On a : } M_{ua} = 14,66 KN.m$$

$$M_{tor} = M_{ua} \frac{l}{2} = 14,66 \times \frac{3,6}{2} \Rightarrow M_{tor} = 26,38 KN.m.$$

Calcul de l'aire de la section efficace «  $\Omega$  » :

$$\Omega = (h-e)(b-e) \Rightarrow e = \frac{b}{6} = 5 cm.$$

$$\Omega = (30-5)(30-5) = 625 cm^2.$$

Calcul de la périmètre de la section efficace :

$$U = [(h-e) + (b-e)] \times 2 = 100 cm.$$

Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{26,38 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 5 \times 10^{-6}} \Rightarrow \tau_t = 4,22 MPa$$

$$\tau = \sqrt{(\tau_t)^2 + (\tau_u)^2} \Rightarrow \tau = 4,27 MPa.$$

$\tau = 4,27 MPa < \tau_u = 2,5 MPa$  ... .. il y'a un risque de rupture par cisaillement.

On redimensionne la section de la poutre palière, on augmente notre section a (b×h)= (40×40)  
On recalcule les dimensions : (  $\Omega$  et e )

$$e = \frac{b}{6} = 6,67 cm \Rightarrow \Omega = 1110,89 cm^2; U = 133,32 cm.$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{26,38 \times 10^{-3}}{2 \times 1110,89 \times 6,67 \times 10^{-6}} \Rightarrow \tau_t = 1,78 MPa$$

$$\tau = \sqrt{(\tau_t)^2 + (\tau_u)^2} \Rightarrow \tau = 1,90 MPa.$$

$\tau_t = 1,90 MPa < \tau_u = 2,5 MPa$  ... .. pas risque de rupture par cisaillement.

**Calcul de ferrailage à la torsion :**

$$\frac{A_l^{tor}}{U} = \frac{M_{tor}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,38 \times 10^5 \times 133,32}{2 \times 1110,89 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_l^{tor} = 4,55 cm^2.$$

Armature transversale :

$$\frac{A_{t1}}{S_{t1}} = \frac{M_{tor}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{t1} = \frac{26,38 \times 10^5 \times 0,2}{2 \times 1110,89 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_{t1} = 6,82 \times 10^{-3} cm^2.$$

**a/Armature transversale:**

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{Tors} = 0,6 + 6,82 \times 10^{-3} \Rightarrow A_t = 0,607 \text{ cm}^2$$

**b/Armatres longitudinales :**

En appuis :

$$A_l = A_l^{FS} + A_l^{Tors} = 1,57 + \frac{1}{2} \times 4,55 \Rightarrow A_l = 3,85 \text{ cm}^2$$

En Travée:

$$A_l = A_l^{FS} + A_l^{Tors} = 3,97 + \frac{1}{2} \times 4,55 \Rightarrow A_l = 6,25 \text{ cm}^2$$

Le choix de ferrailage :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } A_l^t \text{ on choisit : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2 \\ \text{pour } A_l^a \text{ on choisit : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 \\ \text{un cadre + un étrier de } \phi 8 \end{array} \right.$

**Calcul à l'ELS :**

Combinaison de charge :

$$q_s = G_0 + G_{mur} + R = 2,25 + 3,51 + 22,39 \Rightarrow q_s = 28,15 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 45,60 \text{ KN.m}$$

Calcul  $M_t$  et  $M_a$  :

$$M_t = 0,75 M_0 = 34,20 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -0,3 M_0 = -13,68 \text{ KN.m.}$$

**Tableau III.23.** Vérification de la contrainte :

Section	M(KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	34,20	85175,06	13,78	5,53	15
Appuis	13,68	61517,86	11,30	2,51	15

**Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,111 \geq 0,0625 \dots\dots\dots c v . \\ \frac{h}{l} \geq \frac{m_t}{10m_0} \Rightarrow 0,111 \geq 0,075 \dots\dots\dots c v . \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 4,71 \times 10^{-3} \leq 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots c v . \end{array} \right.$$

→ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

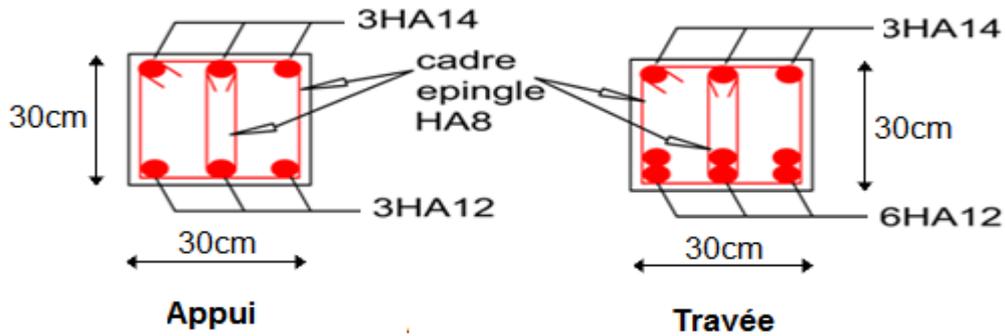


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.5.Étude de L’acrotère :**

L’acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F<sub>p</sub>).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d’encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l’acrotère sont données dans la figure suivante :

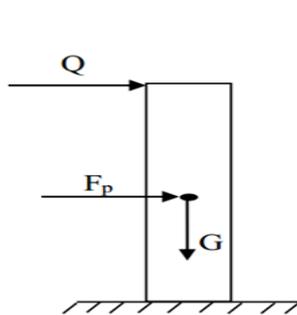


Figure III.17. Acrotère.

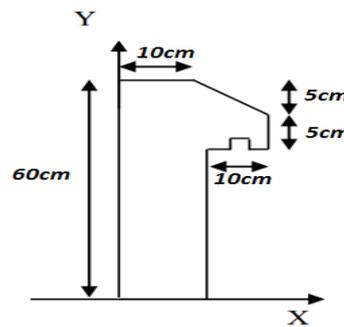


Figure III.18. Sollicitations de l’acrotère.

Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec :

$$\begin{cases} A = 0,15 : (\text{zone IIa, groupe 2}) \text{ coefficient d'accélération de la zone .} \\ c_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale .} \\ w_p = 2,2715 \text{ kn/ml : poids propre de l'acrotère .} \end{cases}$$

donc :  $F_p = 1,09 \text{ kn.}$

L’effort normal et moment fléchissant :

ELU :

$$\begin{cases} N_U = 1,35w_p \\ M_U = 1,5F_c \cdot l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 1,35 \times 2,2715 \\ M_U = 1,5 \times 1,09 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 3,066 \text{ kn.} \\ M_U = 0,981 \text{ kn.m.} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_U = w_p \\ M_U = F_c \cdot l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2,2715 \text{ kn.m} \\ M_U = 1,09 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_U = 2,2715 \text{ kn.} \\ M_U = 0,654 \text{ kn.m.} \end{cases}$$

Détermination de la section des armatures :

ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,981}{3,066} \Rightarrow e_0 = 0,32 \text{ m.}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,01$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > 0,04 \text{ m.}$$

$$M_f = N_u \cdot l = N_u \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 1,104 \text{ KN.m.}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

ELS :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f^u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,104 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0096.$$

$$\mu_{bu} = 0,0096 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,012.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 8,96 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{M_f^u}{z f_{st}} = \frac{1,104 \times 10^{-3}}{0,896 \times 348} = 3,54 \times 10^{-5} \text{ m}^2.$$

$$A_{st} = 0,354 \text{ cm}^2.$$

On revient à la section réelle (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 f_{st}} \Rightarrow A = 3,54 \times 10^{-5} - \frac{3,066 \times 10^{-3}}{100 \times 348}.$$

$$A = 3,53 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \Rightarrow A = 0,353 \text{ cm}^2.$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,25\% \cdot S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,5 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Le choix : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,98 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Le choix : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

ELS :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,654}{2,2715} \Rightarrow e_0 = 0,288 \text{ m.}$$

$$e_0 = 0,288 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02$$

$$e_0 = 0,288 \text{ m} > 0,03 \text{ m.}$$

Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section (la section est partiellement comprimée).

Vérifications des contraintes de cisaillement :

$$V = 1,5F_p \Rightarrow V = 1,635 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0,018 < \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA (version 2003)

$$F_p \leq 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} F_p = 1,09 \text{ kn} \\ Q = 1 \text{ kn} \end{cases}$$

$$F_p = 1,09 \text{ KN} < 1,5 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

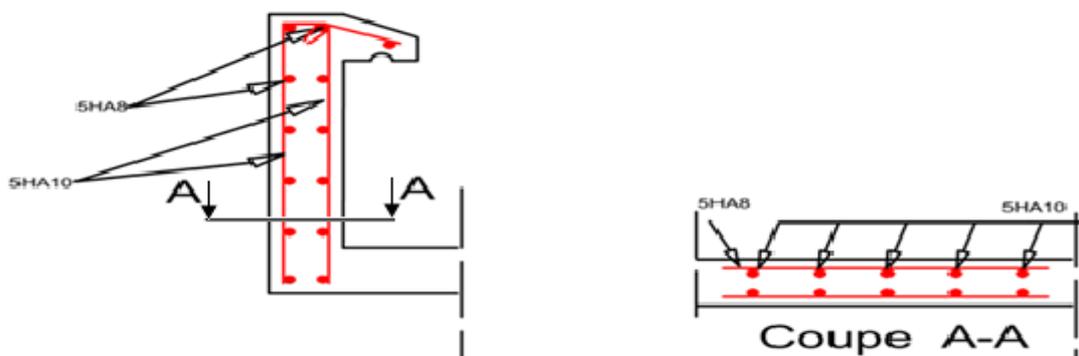


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

**III.6. Etude de la dalle machine :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$l_x = 1,9 \text{ m} ; l_y = 2,5 \text{ m} ; S = 4,75 \text{ m}^2.$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40}.$$

$$3,8 \text{ cm} \leq e \leq 4,75 \text{ cm.}$$

Donc : e = 15 cm.

✓ **Les caractéristiques :**

- V = 0,63 m /s : Vitesse de levage.
- P<sub>m</sub> = 15 KN : Charge due à la salle de machine.
- D<sub>m</sub> = 51 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F<sub>c</sub> = 145 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- B<sub>s</sub> × T<sub>s</sub> = 1,8 × 4,2 m<sup>2</sup> dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

(Annexe II)

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1- Dalle de salle machine (locale).
- 2- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 51 + 5 = 71 \text{ KN}$$

✓ **Dalle de salle machine (locale) :**

- $h_0$ : épaisseur de la dalle
- $h$ : épaisseur de revêtement
- $a_0$  et  $U$  sont  $\parallel$  à  $l_x$
- $b_0$  et  $V$  sont  $\parallel$  à  $l_y$

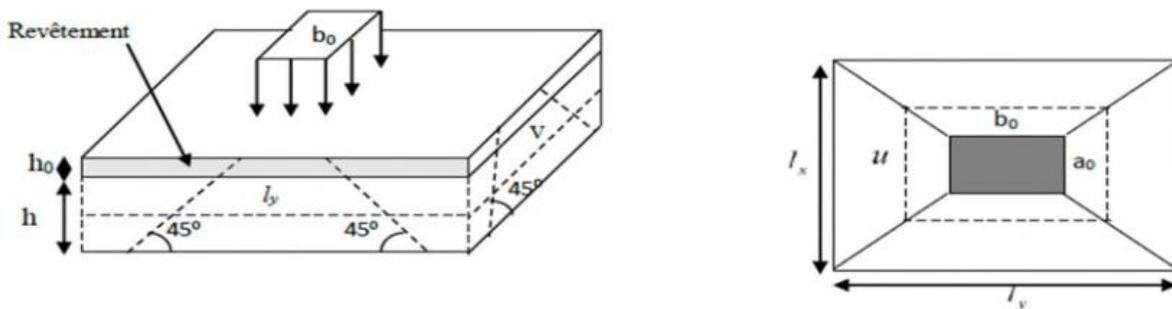


Figure III.20. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_0 = 5 \text{ cm épaisseur de revêtement.} \\ h_1 = 15 \text{ cm épaisseur de la dalle.} \end{cases}$$

Avec:  $\xi = 1$  : le revêtement est moins résistant ;  $(a_0 \times b_0)$  surface de la charge =  $(80 \times 80)$ .

$$\begin{cases} U = 80 + 5 + 2 \times 1 \times 15 = 115 \text{ cm} \\ V = 80 + 5 + 2 \times 1 \times 15 = 115 \text{ cm} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

a)  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système:

sont des moment dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_{y1} = q_u (M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases}$$

Avec :  $\gamma$  coefficient de poisson (ELU=0;ELS=0,2).

**M1 et M2 :** données par l'abaque de **PIGEAUD**.

M1 en fonction de  $\frac{U}{l_x}$  et  $\rho=0,76$ ; M2 en fonction de  $\frac{V}{l_y}$  et  $\rho=0,76$ .

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{115}{190} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{115}{250} = 0,46 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,081 \\ M_2 = 0,085 \end{cases}$$

$$Q_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 71 \Rightarrow Q_u = 95,85 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 7,76 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b)  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  du système:

sont dus aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretien

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}, \rho=0,76 > 0,4 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q ; G = \frac{4,75KN}{m} ; Q = \frac{1KN}{m} . q_u = 7,912KN/m$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0608 \times 7,912 \times 1,9^2 \\ M_{y2} = 0,5274 \times M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1,736KN.m \\ M_{y2} = 0,915KN.m \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 9,496KN.m \\ M_y = 9,055KN.m \end{cases}$$

Ferraillage :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8,071KN.m, \quad M_{ty} = 0,85M_y = 7,696KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_x = -3,798KN.m$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.24.**Ferraillage de la dalle machine :

Sens	M(kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{adpt}(cm^2)$	$S_t(cm)$
En travée							
X	8,071	0,033	0,042	12,78	1,81	5HA8=2,51	20
Y	7,696	0,032	0,041	12,79	1,70	5HA8=2,51	20
En appuis							
X et y	3,798	0,015	0,025	12,87	0,84	3HA8=1,51	33

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b.e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1,344 \text{ cm}^2$$

$$f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$A_{tx} > A_{tx}^{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91(art H.III.10)}$$

$Q_u$ : la charge de calcul à l'état ultime.

$U_c$ : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (115 + 115) \Rightarrow U_c = 460 \text{ cm}$$

$$Q_u = 95,85 \leq 0,045 \times 4,60 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 517,5 \text{ KN/m} \dots \dots \dots c v.$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times U} = \frac{95,85}{3 \times 1,15} \Rightarrow V_u = 27,78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{27,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,213 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,213 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{pas de rupture par cisaillement}).$$

**Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = 71 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser}(M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_{y1} = q_{ser}(M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6,958 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7,185 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4,75 + 1 = \frac{5,75 \text{ KN}}{m} \cdot \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1,262 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,665 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 8,22 \text{ KN.m} \\ M_y = 7,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 6,987 \text{ KN.m}; \quad M_{ty} = 6,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -3,28 \text{ KN.m.}$$

✓ La contrainte dans le béton :

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

✓ Position de l'axe neutre:

$$b \frac{y^2}{2} + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37,65y - 489,45 = 0$$

$$y = 2,27 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 2,27^3 + 15 \times 2,51(13 - 2,27)^2$$

$$I = 2116,896 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 7,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

Sens //x :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0,078 > 0,042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1,93 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens //y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{m_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0,06 > 0,042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1,93 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

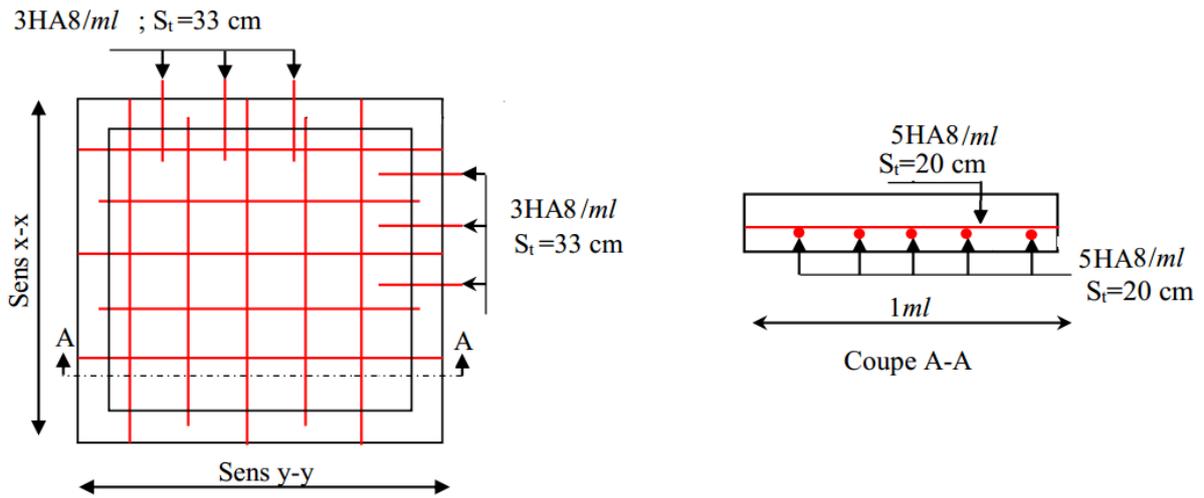


Figure III.21.Schéma de ferrailage de la dalle des machines.

# CHAPITRE IV

## IV.1.Introduction

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Pour réaliser cette étude dynamique nous avons modélisés notre structure à l'aide du logiciel ETABS 2016.

## IV.2. Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel à l'ETABS16 qui est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures, des ouvrages de génie civil catégorie bâtiments, ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériau....ce logiciel va nous permettre d'effectués des diverses options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, l'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérifications des sections des éléments de la structure complète.

## IV.3. Méthodes de calcul

Le RPA99 propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse par Accélérogramme

### ➤ Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$  : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment. Avec :

- A: coefficient d'accélération de zone.
- D: facteur d'amplification dynamique moyen.
- w: poids total de la structure.
- R: coefficient de comportement de la structure.
- Q: facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\begin{cases} \text{groupe d'usage(2)} \\ \text{zone sismique(IIa)} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15.$$

✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

$$\checkmark Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4 p39)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités.

N°	Critère q	Observation		Penalties	
		x-x	y-y	x-x	y-y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0.05	0.05
02	Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
03	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
04	Régularité en elevation	Oui	Oui	0	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc  $\begin{cases} q_x = 1,1 \\ q_y = 1,1 \end{cases}$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  RPA99/2003 (Formule 4.5 p41)

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires à la structure.

$\sqrt{W_{Qi}}$  : Charges d'exploitation.

$\sqrt{\beta}$ : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Dans notre cas :  $W = 36964.3375KN$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s.} \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s.} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule4.2 p35)}$$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$  RPA99/2003(tableau4.2)

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = 10\%$  pour facilité les calculs,  $\eta = 0,76$

$\sqrt{\text{On a un site ferme S2}} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,70s \end{cases}$  RPA99/2003 (Tableau 4.7)

$\sqrt{\text{Calcul de la période fondamentale de la structure :}}$

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 24,48 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).  
 $C_T=0.05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 19,00m. \\ L_y = 22,20m. \end{cases}$$

Donc  $\begin{cases} T_x = \min(0,55; 0,51) = 0,51s. \\ T_y = \min(0,55; 0,47) = 0,47s. \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,91 \\ D_y = 1,91 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{xst} = V_{yst} = 1812,38 \text{ kn}$$

➤ Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \leq T \leq 3S \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3S \end{cases}$$

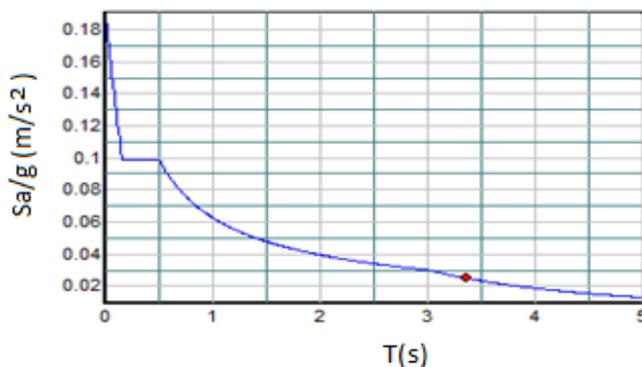


Figure IV.1. Spectre de réponse

➤ Résultats obtenus :

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

➤ Disposition des voiles de contreventement :

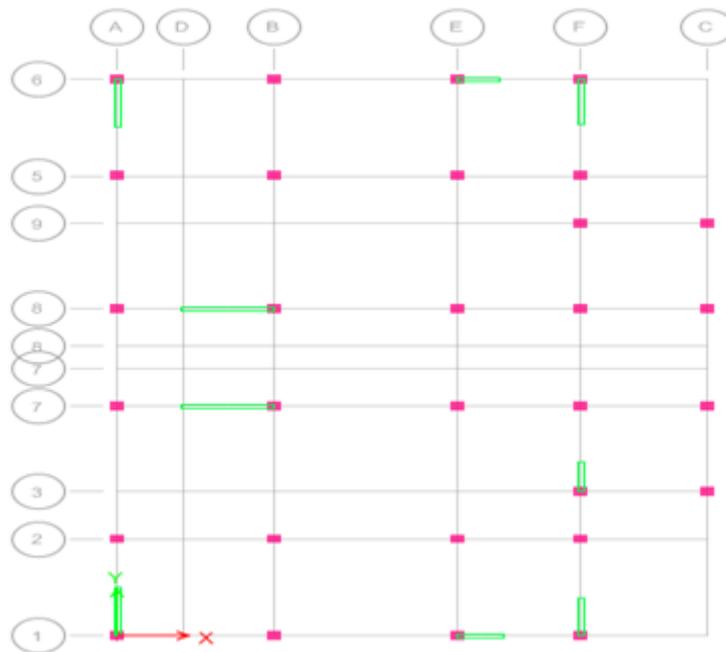


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

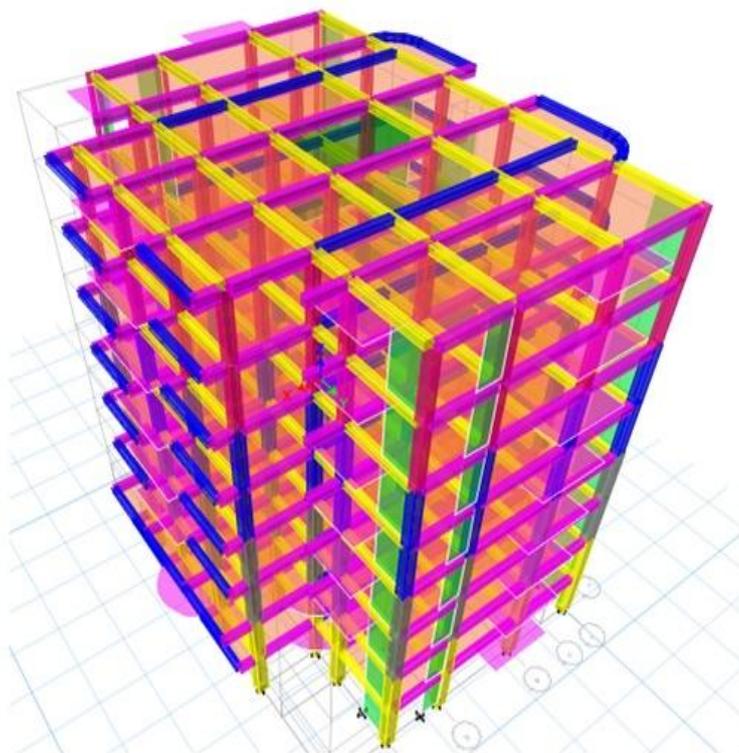


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016

➤ Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au *i*ème mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période(s)	(%) Cumulé de la masse	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,676	0,7212	0,00004594
2	0,644	0,7213	0,7336
3	0,609	0,7230	0,7345
4	0,207	0,7235	0,8560
5	0,205	0,8705	0,8569
6	0,194	0,8716	0,8709
7	0,107	0,8720	0,9100
8	0,101	0,9233	0,9135

Interprétation des résultats obtenus :

- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS 2016 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4)

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.65s. \\ T_y = 0.741s. \end{cases}$$

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

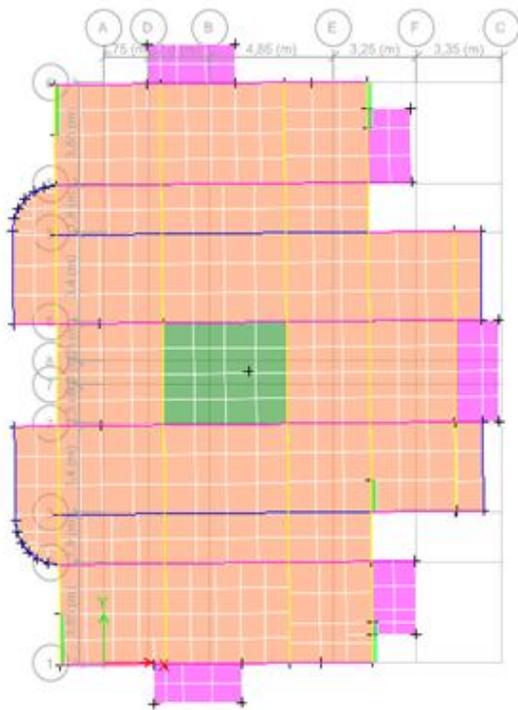


Figure IV.4. Mode 1(Translation selon X)

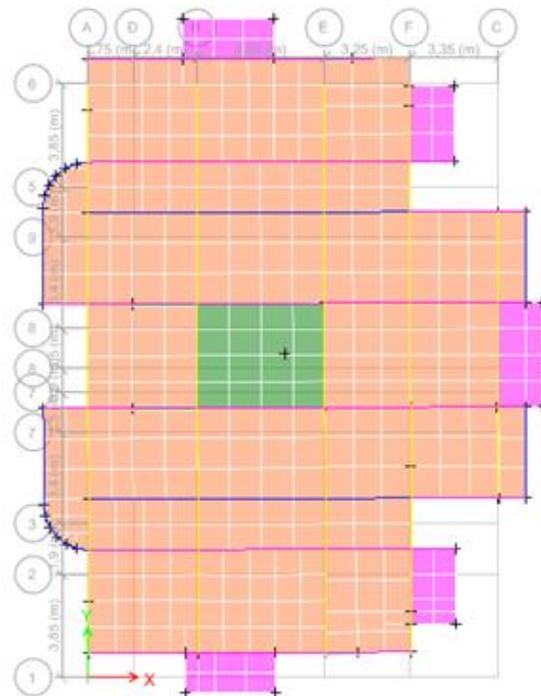


Figure IV.5. Mode 2 (Translation selon Y)

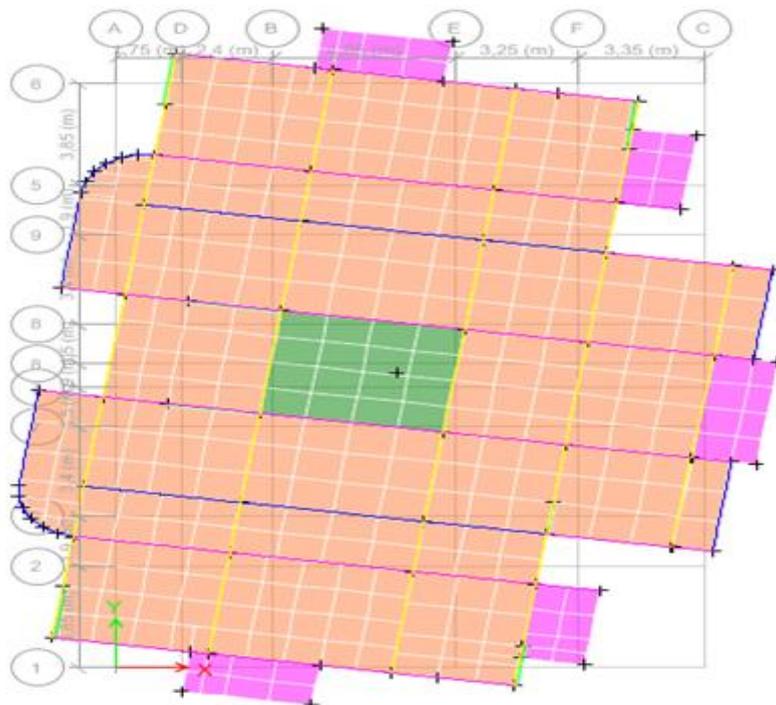


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon Z)

**IV.4.Exigences du RPA99/2003 :**

Le RPA99/2003 (Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes avec justification de l'interaction ce qui suit :

✓ Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$$

✓ Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-24719,3	-5166,102	82,71	17,29
1	-21543,82	-4592,469	82,43	17,57
2	-17963,7	-4304,054	80,67	19,33
3	-14820,75	-3689,622	80,07	19,93

**Tableau IV.4.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales :

Niv	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	642,9283	1093,4633	37,03	62,97	615,4066	1064,8431	36,63	63,37

1	877,1552	838,9206	51,11	48,89	864,032	701,8453	55,18	44,82
2	827,0962	799,108	50,86	49,14	804,7012	628,0829	56,16	43,84
3	906,8064	606,7789	59,91	40,09	829,6429	458,0655	64,43	35,57
4	701,6656	623,2965	52,96	47,04	608,8465	499,758	54,92	45,08
5	698,7372	411,1407	62,96	37,04	600,9946	292,4265	67,27	32,73
6	466,8324	348,6946	57,24	42,76	360,1907	281,7263	56,11	43,89
7	364,1807	159,3819	69,56	30,44	343,5242	131,2884	72,35	27,65

D'après les tableaux :

- Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante :  $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5.** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1827,7906	1449,907485	Vérifiée
Suivant Y-Y	1787,5605	1449,907485	Vérifiée

Remarque :

- Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec :  $\delta_k = R \times \delta_{eK}$

$\delta_k$  = déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA 99/2003 (Art4.43)**.

$\delta_{eK}$  = Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6.** Vérifications des déplacements des niveaux :

Niveau	$h_k$ (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	306	0,0804	0,402	0	0,40	0,130	0,0777	0,389	0	0,39	0,127
1	306	0,2451	1,2255	0,402	0,82	0,267	0,2349	1,175	0,389	0,79	0,258
2	306	0,453	2,265	1,2255	1,04	0,339	0,4254	2,127	1,175	0,95	0,310
3	306	0,6769	3,3845	2,265	1,12	0,366	0,6244	3,122	2,127	1,00	0,326
4	306	0,905	4,525	3,3845	1,14	0,372	0,8216	4,108	3,122	0,99	0,323
5	306	1,1208	5,604	4,525	1,08	0,353	1,003	5,015	4,108	0,91	0,297
6	306	1,3181	6,5905	5,604	0,99	0,323	1,1676	5,838	5,015	0,82	0,267
7	306	1,4957	7,4785	6,5905	0,89	0,291	1,3146	6,571	5,838	0,73	0,238

Analyse des résultats :

➤ Justification vis-à-vis de l'effet (P - Δ) :

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticale après déplacement.

Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \qquad \text{RPA 99/2003 (Art 5.9 p 51)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

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

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$V_k$ :  $\sum_{i=k}^n F_i$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Niveau	$h_k$ (cm)	$p_k$ (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
RDC	306	29941,01	0,38	1388,2497	0,026	0,38	1374,8376	0,027
1	306	26172,928	0,76	1366,4095	0,048	0,74	1278,5303	0,049
2	306	22299,761	0,95	1289,8777	0,053	0,88	1166,9790	0,055
3	306	18537,922	1,01	1198,0708	0,051	0,89	1048,3264	0,051
4	306	14784,632	1,02	1049,9591	0,047	0,86	904,2951	0,046
5	306	11127,342	0,95	885,7466	0,039	0,77	734,3455	0,034
6	306	6624,2521	0,86	657,8534	0,028	0,67	535,0106	0,027
7	306	3525,4145	0,73	469,4308	0,018	0,55	410,3582	0,015

Remarque :

On voit bien que la condition du RPA 99/2003 (Art 5.9 p 51) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

➤ Vérification de l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport :  $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B : l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$ : La résistance caractéristique du béton

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues à séisme,

Le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = \frac{N}{f_{c28} \times B} \leq 0,3$$

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	$\gamma$	Observation
RDC +1 <sup>er</sup> étage	2750	1995,3537	0,290	Vérifier
Etage 2+3	2250	1284,4321	0,228	Vérifier
Etage 4+5	1800	734,1854	0,163	Vérifier
Etage 6	1400	359,5491	0,103	Vérifier

Etage 7	1225	190,164	0,062	Vérifier
---------	------	---------	-------	----------

#### IV.5.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Voiles (cm)	Poutre Principale	Poutre Secondaire
RDC + Etage1	55× 50	15	35× 40	35× 30
Etage 2+3	50× 45			
Etage 4+5	45× 40			
Etage 6	40× 35			
Etage 7	35× 35			

# CHAPITRE V

## 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.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. Études des poutres:

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

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖  $1,35G+1,5Q$
- ❖  $G+Q$
- ❖  $G+Q\pm E$
- ❖  $0,8G\pm E$

✓ Recommandation du RPA 99 / V2003 :

### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0,5\% b \times h$  en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi_{\max}$  : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets  $90^\circ$ .

✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

### b) Les armatures transversales :

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

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

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de :

$$S \leq \min(h/4 ; 12 \phi_l)$$

- En dehors de la zone nodale,  $S \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

**Ferraillage des poutres :**

➤ Armatures longitudinales :

Pour le ferraillage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel ETABS, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003.

Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

➤ **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (30x40) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes (RDC) :

:  $M_t = 98,729 \text{ KN.m}$  .... (ELA)  $M_a = 99,5866 \text{ KN.m}$  ... (ELA)

**Armatures en travée :**

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{98,729 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38^2 \times 14,2} \Rightarrow U_{bu} = 0,122$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,164 \quad , Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,355 \text{ m}$$

$$U_{bu} = 0,122 < U_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 6,915 \text{ cm}^2$$

**Armatures en appui :**

$$U_{bu} = 0,124 \quad \alpha = 0,166 \quad Z = 0,354 \text{ m} \quad A = 7,019 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 6,00 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferraillage des différentes poutres.

**Tableau V.1. :** Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Endroit	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
RDC	Poutre principale	30x40	Appuis	100,119	141,913	7,019	6,00	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	98,729		6,915		8,01	3HA14+3HA12
	Poutre secondaire	30x35	Appuis	67,965	124,951	5,441	5,25	6,79	6HA12
			Travée	60,299		4,789		6,79	6HA12
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	Poutre principale	30x40	Appuis	128,756	182,534	9,229	6,00	9,24	6HA14
			Travée	131,833		9,474		10,65	3HA16+3HA14

	Poutre secondaire	30×35	Appuis	97,547	151,780	8,126	5,25	9,24	6HA14
			Travée	80,244		6,50		6,79	6HA12
3 <sup>eme</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	113,624	153,817	8,039	6,00	9,24	6HA14
			Travée	119,234		8,509		9,24	6HA14
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	97,369	139,615	8,114	5,25	9,24	6HA14
			Travée	73,994		6,016		6,79	6HA12
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	114,058	118,345	8,13	6,00	9,24	6HA14
			Travée	90,987		6,37		6,79	6HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	91,848	121,23	8,21	5,25	9,24	6HA14
			Travée	65,610		4,93		6,79	6HA12
6 <sup>eme</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	105,935	85,525	7,569	6,00	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	73,027		5,84		6,79	6HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	75,497	70,275	6,837	5,25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	45,137		3,442		6,79	6HA12
7 <sup>eme</sup> étage	Poutre principale	30×40	Appuis	101,663	87,626	5,926	6,00	6,79	6HA12
			Travée	46,385		3,280		6,79	6HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	58,804	51,799	4,698	5,25	6,79	6HA12
			Travée	44,047		4,094		6,79	6HA12

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

➤ **Poutres principales :**

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A$  adopté

En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 > A$  adopté

➤ **Poutres secondaires :**

En zone courante :  $A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 > A$  adopté

En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2 > A$  adopté

- Les longueurs de recouvrement :

- Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \emptyset$

Pour  $\emptyset = 16\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64\text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65\text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56\text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60\text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 12\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50\text{ cm}$ .

Les armatures transversales :

Soit  $\emptyset$  diamètre des armatures transversales donnée par :

$$\emptyset_{t_i} \leq \min(\emptyset_{L\min}; h/35; b/10) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \emptyset_{t_i} \leq \min(12; 11,42; 30)\text{ mm} \\ \text{Poutres secondaire: } \emptyset_{t_i} \leq \min(12; 10; 30)\text{ mm} \end{cases}$$

Donc on opte pour :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de  $\emptyset 8$  pour toutes les poutres

Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \emptyset_t^{\min}\right)$$

- Poutres principales:  $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 14,4\right) = 10\text{cm}$  Soit :  $S_t = 10\text{ cm}$

- Poutres secondaires:  $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 14,4\right) = 8,75\text{cm}$  Soit :  $S_t = 10\text{ cm}$

✓ Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales:  $S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$  Soit :  $S_t = 15\text{ cm}$

- Poutres secondaires:  $S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$  Soit :  $S_t = 15\text{ cm}$

**Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35\text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,35\text{cm}^2 < A = 2,01\text{ cm}^2$ ..... Vérifiée (Poutres principales).

$$A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35\text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,35\text{cm}^2 < A = 2,01\text{ cm}^2$ ..... Vérifiée (Poutres secondaires).

**Vérification à l'ELU :**

a).Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{min} = 1,60\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A_{min} = 1,19\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b).Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \quad (F. P. N)$$

**Tableau V.2.**Vérification de l'effort tranchant :

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Poutres principales	182,534	1,601	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	151,780	1,533	3,33	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

✓ en appui de rives :  $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires :  $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	9,24	182,534	128,756	4,563	-4,793	Vérifiée
Secondaires	9,24	151,780	97,547	3,794	-3,350	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

- L'état limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- L'état limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Calcule de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcule de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4.** Vérification de la contrainte limite du béton à l'ELS :

Poutres	Élément	$M_{ser}$ (KN.m)	y(m)	I(m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appuis	61,7509	0,154	0,0011	8,217	15	vérifiée
	Travées	33,8983	0,146	0,0010	4,831	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	39,1937	0,134	0,0007	6,839	15	vérifiée
	Travées	32,2018	0,134	0,0007	5,670	15	vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL.91** (Art B.6.5) et le **CBA93** la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

**Tableau V.5.** vérification de la flèche pour les poutres :

	$h_t$ (cm)	b (cm)	L (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp	40	30	4,85	10,65	0,082	0,054	0,009	0,01	vérifiée	Vérifiée	vérifiée
PS	35	30	5,3	9,24	0,066	0,044	0,009	0,01	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Schéma de ferrailage des poutres :

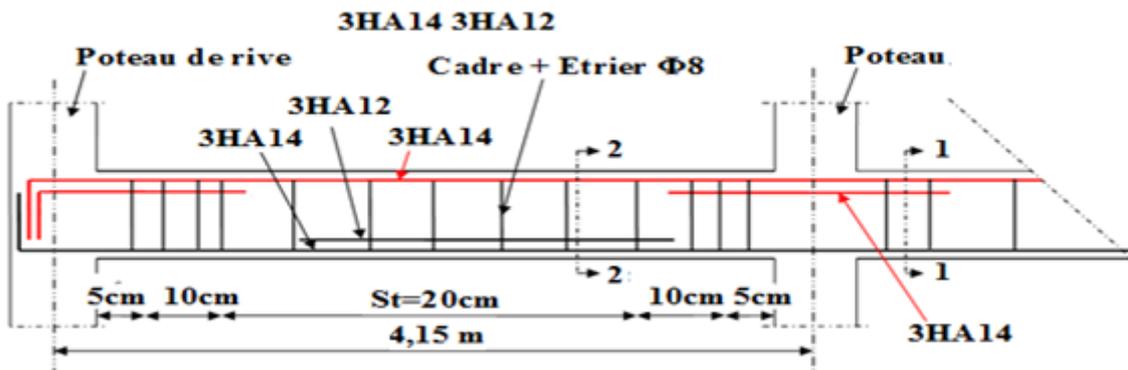


Figure V.1 : Dispositions constructives de la poutre.

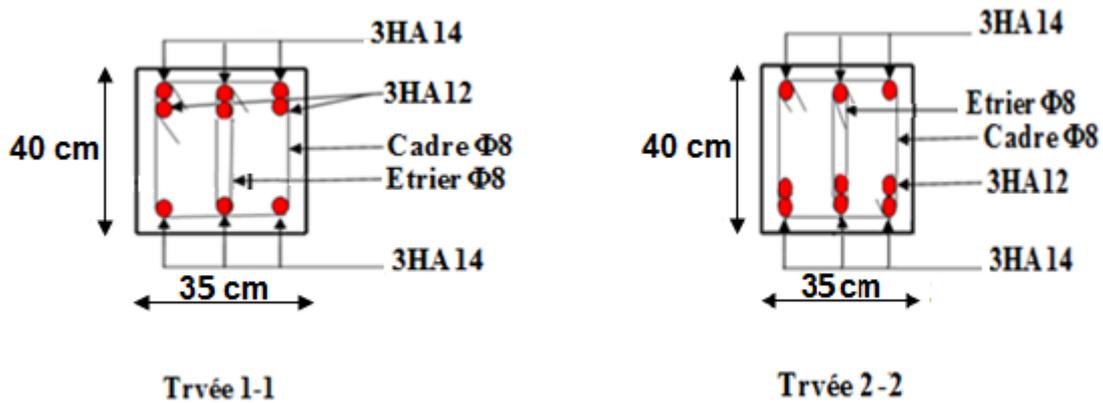


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de la poutre principal(RDC).

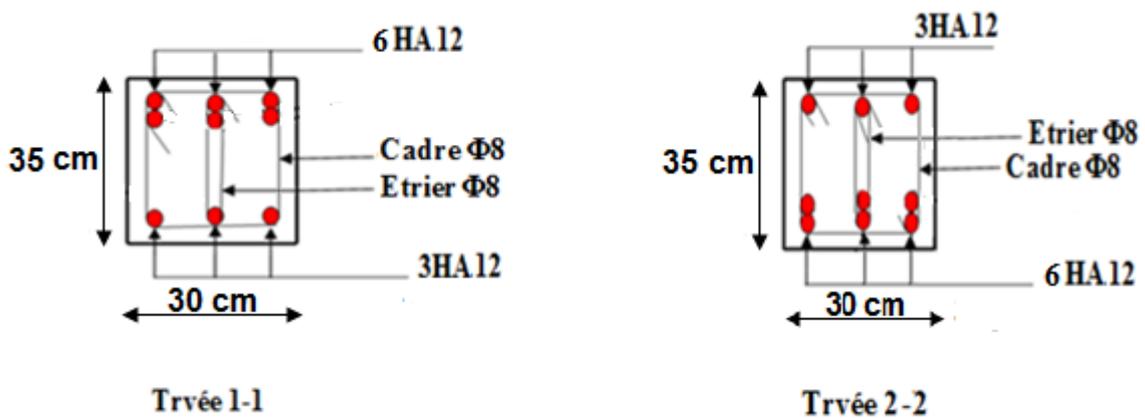


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire(RDC).

### V.3. Études des poteaux :

Les poteaux se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0,8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

#### Recommandations du RPA99/Version 2003

##### a) Armatures longitudinales :

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone II.
3. Leur pourcentage maximal :
  - $A_{\max} = 4\%$  De la section du béton en zone courante.
  - $A_{\max} = 6\%$  De la section du béton en zone de recouvrement.
4.  $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
5. La longueur minimal de recouvrement est de  $40\Phi_l$  en zone II.
6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : Section du poteau.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

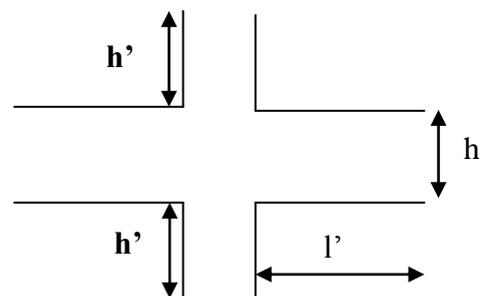


Figure. V.4. Zone nodale

➤ Les armatures longitudinales minimales et maximales

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6 :** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x50	22,0	110	165
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	50x45	18,0	90	135
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	45x40	14,4	72	108
6 <sup>eme</sup> étage	40x35	11,2	56	84
7 <sup>eme</sup> étage	35x35	9,8	49	73,5

**b) Les armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul  $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\begin{cases} 2,50 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & (\lambda_g: \text{l'élongement géométrique}). \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t' \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

$$-A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$-A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi$  (au minimum) pour avoir un ancrage total de l'acier.

➤ **Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS 2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7:** Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	1997,5407	8,9476	106,50	449,7111	-571,094	11,5983
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	1466,3684	14,1586	103,9374	708,3222	-164,8861	12,2587
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	980,5176	15,8408	87,4573	381,3321	9,7344	31,2656
6 <sup>eme</sup> étage	480,5324	14,4483	58,5399	276,9638	-15,2904	2,7857
7 <sup>eme</sup> étage	254,7805	19,6888	70,5624	95,2883	-32,3462	1,4662

**Calcul du ferrailage :**

**a) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

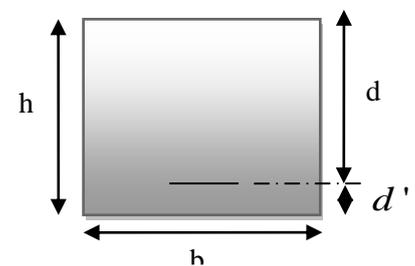
➤ **Exemple de calcul poteau RDC (55\*50)**

$$b = 50 \text{ cm} \quad ; \quad h = 55 \text{ cm.}$$

$$d = 53 \text{ cm} \quad ; \quad d_0 = 2 \text{ cm.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad ; \quad f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$



**Figure. V.5.**Section du poteau

**a) Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{cor}$  :**

$$N_{\min.} = 1997,5407 \text{ KN (compression)} \quad M_{cor} = 8,9476 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0044m$$

$e_G = 0,0044m < \frac{h}{2} = 0,55/2 = 0,275m \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 518,848 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 0,499 < 0,859 \Rightarrow \text{non vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Donc la section est entièrement comprimée.

$$\Psi = 0,719$$

$$\varepsilon_s = 3,66\text{‰}$$

$$A' = -23,13 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0$$

**b) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :**

$$M = 106,50 \text{ KN.m}, \quad N_{\text{cor}} = 449,7111 \text{ KN (compression)}$$

$e_G = 0,23m < \frac{h}{2} = 0,275$  Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = 221,176 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$(I) \Rightarrow 0,008 < 0,66$  non vérifiée  $\Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0,111 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,147 \\ z = 0,498m \end{cases} \Rightarrow A_s = -0,178 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

$$M = 11,5983 \text{ KN.m} \quad N = -571,094 \text{ KN}$$

$e_G = -0,02 \text{ m} < h/2 = 0,275 \text{ m}$  . Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = -134,0307 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - M_{UA} < (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} (I)$$

$(I) \Rightarrow -0,157 < 0,66$  vérifiée  $\Rightarrow$  calcul d'une section entièrement tendu.

$$A_1 = 7,55 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 8,86 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 8,86 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures verticales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.8.**Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	$A_S$ /face (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x50	8,86	22	25,13	8HA20
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	50x45	3,13	18	20,61	4HA20+4HA16
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	45x40	0	14,4	16,08	8HA16
6 <sup>eme</sup> étage	40x35	0,44	11,2	12,32	8HA14
7 <sup>eme</sup> étage	35x35	0,6	9,8	10,68	4HA14+4HA12

**b) Résultats de ferrailage des armatures transversales :**

➤ Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul le poteau de section (55×50 cm<sup>2</sup>):

✓ Soit :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_f \cdot f_e}$

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89 \Rightarrow \rho_a = 3,75$

D'où :  $A_t = \frac{3,75 \times 88,504 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,53 \times 400} \Rightarrow A_t = 2,34 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\Phi_{\max} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$

Espacement :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,6 = 24\text{cm} \Rightarrow t = 20\text{cm}$

✓ Quantité d'armature minimale :

On a :  $3 < \lambda_g < 5$ , d'où : après l'interpolation on aura

-zone nodale :  $A_t^{min} = 0,522\%(t \times b) \Rightarrow A_t^{min} = 3,915\text{cm}^2$

-zone courante :  $A_t^{min} = 0,522\%(t \times b) \Rightarrow A_t^{min} = 5,22\text{cm}^2$

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9.** Armatures transversales des poteaux :

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>mer</sup> étage et 3 <sup>mer</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	55x50	50x45	45x40	40x35	35x35
$\phi_{l.\max}$ (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4
$\phi_{l.\min}$ (cm)	1,6	1,4	1,2	1,4	1,2
$L_0$ (cm)	306	306	306	306	306
$L_f$ (cm)	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
$\lambda_g$	3,89	4,76	5,355	6,12	6,12
$\rho_a$	3,75	3,75	2,50	2,50	2,50
$V_U$ (KN)	88,504	81,340	58,997	47,377	46,023
$L_r$ (cm)	64	64	56	56	56
$S_t$ zone nodale (cm)	15	15	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	20	20	20	20	15
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	2,34	2,38	1,92	1,75	1,96
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) zone nodale	3,915	3,523	2,088	1,827	1,827
$A^t_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) zone courante	5,22	4,698	4,176	3,654	2,740
$A^t_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	6,28	4,71	4,71	4,71	3,14
Nombre de barres	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	4HA10

Conformément aux règles du RPA 99/version2003, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

➤ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{.....Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{.....Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$I_f$  : Longueur de flambement ( $0,7 \times l_0$ )

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left( \frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left( \frac{h \times b^3}{12bh} \right)^{1/2} = \left( \frac{h^2}{12} \right)^{1/2}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé dans le chapitre 2.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10.** Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	Nu (KN)	Nmax (KN)	Obs.
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x50	3,06	2,142	13,55	0,825	0,254	3880,5	1987,4	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	50x45	3,06	2,142	14,87	0,820	0,206	4080,2	1469,1	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	45x40	306	2,142	16,6	0,813	0,163	3200,9	983,60	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	40x35	306	2,142	18,62	0,804	0,125	2427,5	484,18	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	35x35	3,06	2,142	21,20	0,792	0,108	2066,1	256,73	Vérifiée

On remarque bien que  $N_u < N_{max}$  pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

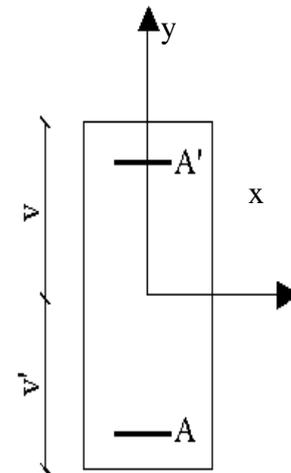


Figure V.6 : Section d'un poteau a étudier

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.11.** Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage et 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage
Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	55x50	50x45	45x40	40x35	35x35
d (cm)	53	48	43	38	33
A(cm <sup>2</sup> )	22,24	18,47	15,21	12,32	10,68
V (cm)	30,57	27,78	24,92	22,09	19,29
V' (cm)	24,43	22,22	20,08	17,90	15,70
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0091	0,0061	0,0050	0,0024	0,0015
N <sup>ser</sup> (KN)	1446,02	1068,97	715,83	353,23	187,93

$M^{ser}$ (KN.m)	8,24	17,71	16,71	13,74	16,95
$M_G^{ser}$ (KN.m)	52,63	47,42	34,03	21,12	20,31
$\sigma_{bc1}$ (MPa)	4,64	4,19	3,52	1,93	1,24
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	4,76	4,35	3,64	2,07	1,43
$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielle :**

Selon leRPA99/version 2003(Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

suiuante :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$  Avec :  $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$

D'où, on doit avoir :  $\tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$

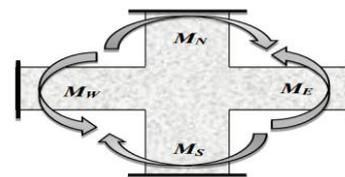
Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.**Vérification aux sollicitations tangentiellees pour les poteaux

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda$	$\rho_d$	d(cm)	V(KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x50	2,142	13,55	0,04	53	88,504	0,334	1	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	50x45	2,142	14,87	0,04	48	81,34	0,376	1	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	45x40	2,142	16,6	0,075	43	58,99	0,342	1,875	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	40x35	2,142	18,62	0,075	38	47,37	0,356	1,875	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	35x35	2,142	21,20	0,075	33	46,02	0,398	1,875	Vérifiée

➤ **Vérification des zones nodale :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastique se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, les RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :



$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

**Figure.. V.7.** Moments résistants dans la zone nodale

Avec :  $Z = 0,9 \times h$  et  $\sigma_s = F_s / \gamma_s$

**Tableau V.13.** Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section	Z(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	55x50	49,5	25,13	432,88
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	50x45	45	20,61	322,75
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	45x40	40,5	16,08	226,63
6 <sup>eme</sup> étage	40x35	36	12,32	154,34
7 <sup>eme</sup> étage	35x35	31,5	10,68	117,07

**Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

Les résultats de calculs sont injectée directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

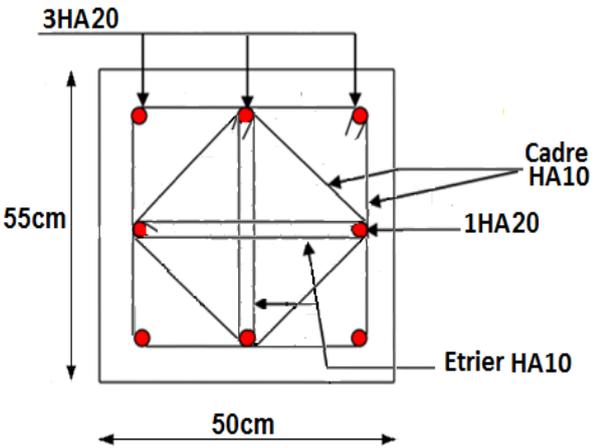
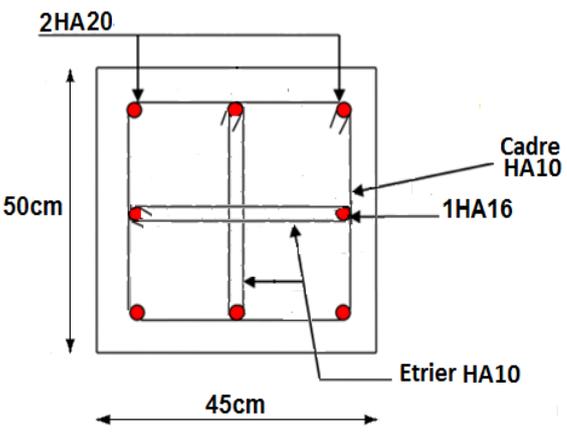
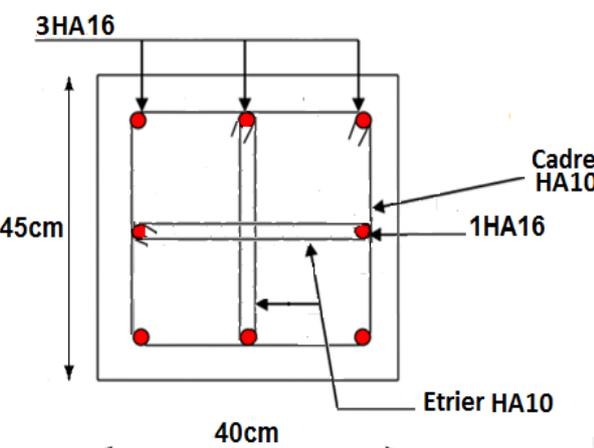
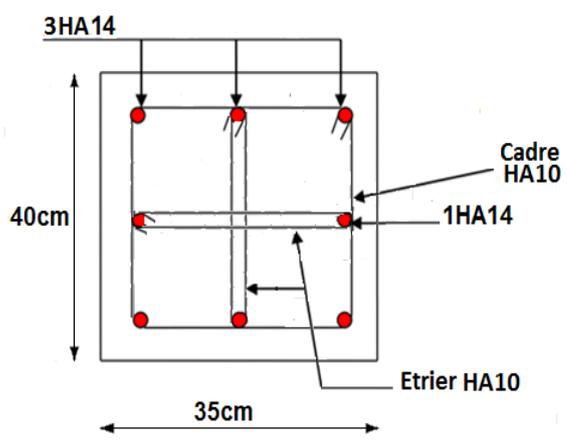
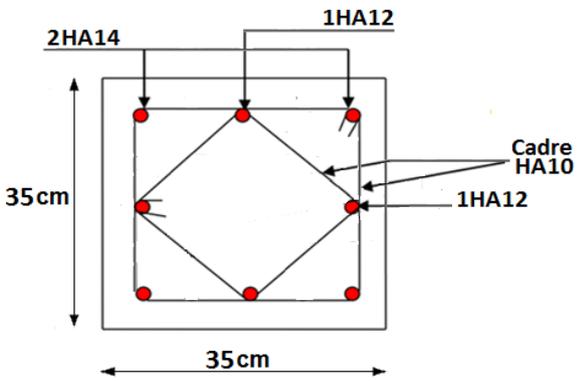
**Tableau V.14.** Vérification de la zone nodale :

Niveau	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub> + M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> + M <sub>E</sub> )	Observation
RDC	532,422	532,422	1064,844	129,76	129,76	324,40	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	532,422	532,422	1064,844	149,688	149,688	374,21	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	443,340	443,340	866,680	149,688	149,688	374,21	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	443,340	443,340	866,680	149,688	149,688	374,21	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	279,936	279,936	559,872	149,688	149,688	374,21	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	279,936	279,936	559,872	149,688	149,688	374,21	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	186,48	186,48	372,960	129,76	129,76	324,40	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	142,506	142,506	285,012	109,998	109,998	274,99	Vérifiée

**Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**Tableau V.15.** Schéma de ferrailage des poteaux.

RDC+1 <sup>er</sup> étage	Etage 2 et 3
	
Etage 4 et 5	Etage 6
	
Etage 7	
	

#### V.4. ETUDE DES VOILES :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ 0,8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

Recommandation du RPA 99/version2003 :

✓ **Les armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,20% de la section du béton

$$A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue,  $e$  : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ Les armatures horizontales :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

✓ **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>

Règles communes [RPA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $l/10$  de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Tableau. V.16.** Sollicitations max de calcul dans les voiles  $V_{x1}=1,95m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	$V_{x1}$	732,272	715,271	748,935	176,890	48,287	743,901	253,254
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	551,286	26,154	437,435	433,059	200,758	40,274	183,365
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	399,477	185,375	185,375	399,477	72,619	111,201	124,077
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	$V_{x1}$	231,656	104,733	104,733	231,656	19,835	28,196	79,32

**Tableau. V.17.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x2}=1,50m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	$V_{x2}$	637,904	477,712	531,785	176,89	62,401	489,628	187,795
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$V_{x2}$	545,929	34,035	247,918	350,322	34,042	410,255	123,425
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	$V_{x2}$	349,776	185,375	157,987	347,357	72,619	111,201	124,077
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	$V_{x2}$	231,656	59,185	104,733	231,656	1,613	40,942	109,706

**Tableau .V.18.**Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x3} = 1,20m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V <sub>x3</sub>	725,786	328,122	344,265	51,939	67,878	341,500	159,355
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x3</sub>	475,441	206,646	212,474	389,718	99,777	186,510	129,562
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x3</sub>	336,252	27,695	170,919	280,168	88,873	83,439	115,139
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x3</sub>	191,100	24,698	106,800	180,618	12,740	38,588	78,376

**Tableau.V.19.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x4} = 1,80m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V <sub>x4</sub>	765,550	718,456	721,349	45,939	80,049	720,790	258,418
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x4</sub>	651,519	23,777	414,527	305,902	31,082	61,068	183,356
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x4</sub>	410,661	113,388	199,346	121,315	0,442	99,861	115,139
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x4</sub>	259,471	36,914	127,717	10,077	17,705	103,499	194,316

**Tableau. V.20.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{x5} = 1,90m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V <sub>x5</sub>	716,884	687,764	693,596	169,537	80,049	720,790	235,911
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x5</sub>	548,694	238,079	415,886	372,151	121,189	185,504	176,296
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x5</sub>	401,195	91,031	177,968	161,321	41,830	84,560	119,882
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	V <sub>x5</sub>	224,883	9,481	104,077	59,096	5,489	84,467	77,001

**Tableau.V.21.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y1} = 1,20m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	$V_{y1}$	501,392	22,016	322,422	256,293	141,391	316,518	150,696
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1}$	444,712	9,285	210,130	222,973	88,773	156,054	124,244
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1}$	316,755	127,094	175,917	139,106	39,521	114,498	116,989
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	$V_{y1}$	196,871	62,199	119,589	67,248	11,566	84,903	86,730

**Tableau.V.22.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y2} = 2,60m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	$V_{y2}$	1879,600	278,930	1550,800	1677,100	241,140	79,379	523,500
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$V_{y2}$	1613,100	142,590	958,360	1193,400	231,150	52,235	378,880
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	$V_{y2}$	1017,200	71,911	378,840	877,240	258,920	114,183	258,590
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	$V_{y2}$	570,470	82,360	248,610	295,360	99,833	139,182	162,760

**Tableau.V.23.** Sollicitations max de calcul dans le voile  $V_{y3} = 2,60m$  dans tous les niveaux

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	$V_{y3}$	1779,700	174,330	1457,200	1545,400	158,400	44,693	458,780
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$V_{y3}$	1598,400	113,610	974,690	1117,000	155,130	25,120	380,570
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	$V_{y3}$	973,540	125,390	379,120	850,330	213,970	12,704	259,490

6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	V <sub>y3</sub>	532,440	691,038	244,210	295,320	99,451	152,250	163,920
--	-----------------	---------	---------	---------	---------	--------	---------	---------

**Tableau. V.24.** Sollicitations max de calcul dans le voile V<sub>y4</sub> = 1,10m dans tous les niveaux

Niveau	Voile	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V <sub>y4</sub>	479,245	23,938	323,353	232,565	122,185	316,932	156,904
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	V <sub>y4</sub>	424,506	10,566	213,747	207,177	77,680	159,986	128,800
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	V <sub>y4</sub>	315,107	137,656	181,497	130,451	29,839	123,801	120,970
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	V <sub>y4</sub>	196,738	65,552	128,988	60,567	18,424	93,010	91,125

- **Ferraillage des voiles :**
  - **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage du voile V<sub>x1</sub> de l’RDC dans la zone II<sub>a</sub>

-Calcul sous N<sub>max</sub> et M<sub>cor</sub>:

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e × L).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

L = 1,95m, d = 1,82 m, e = 0,15 m.

N<sub>max</sub> = 732,272 KN (compression), M<sub>max</sub> = 715,271 KN. m.

**a). Armatures verticales :**

$e_G = \frac{M}{N} \Rightarrow e_G = 0,976 > \frac{l}{2} = 0,975m \Rightarrow$  le centre de pressions est à l’extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée. Il faut vérifier la condition suivante :

$N(d-d_0) - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d_0) b.h.f_{bu} \dots\dots\dots(I)$

$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 1414,59KN.m$

(I)  $\Rightarrow -0,0159 < 3,464$  vérifiée.

Calcul de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$\mu_{bu} = 0,137 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,185 \quad Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,787m$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_l = 19,787 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 17,956 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 4,387 \text{ cm}^2.$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} \times \sigma_{\max}} \quad ; \quad l_c = L - 2l_t.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \times E} + \frac{6 \times M}{E L^2} \times V \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{732,272 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,95} + \frac{715,271 \times 10^{-3} \times 6}{0,15 \times 1,95^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 10,027 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\min} = -5,020 \text{ MPa}$$

$$l_t = 0,194 \text{ m} \quad ; \quad l_c = 1,561 \text{ m}.$$

✓ Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\% (e \times l_t) = 0,58 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.1\% (e \times l_c) = 2,34 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**b). Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 253,254 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_h}{0,8 \times f_e} \Rightarrow A_h = 1,148 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} \Rightarrow \tau_u = 1,224 \text{ Mpa}$$

$$A_h^{\min} = 0,45 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $S_h \leq \min (1,5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_h = 20 \text{ cm}$

**Tableau V.25.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,95	0,15 × 1,95	0,15 × 1,95	0,15 × 1,95
M(KN)	715,27	26,15	185,37	104,73
N(KN)	732,27	551,28	399,47	231,65
V (KN)	253,254	183,36	124,07	79,32
τ(MPa)	1,224	0,886	0,60	0,383
$\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	17,956	6,96	6,56	3,71
$A_v^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,39	4,39	4,39	4,39

$l_t(cm)$	19,4	90,28	58,8	102,9
$l_c(cm)$	156,1	14,43	77,38	0
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,58	2,70	1,76	3,08
$A_{comp}^{min}(cm^2)$	2,34	0,21	1,16	0
$A_v^{adopté}(cm^2)$	18,22	7,85	7,85	5,03
$N^{bre}$	6HA16 + 4HA14	10HA10	10HA10	10HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,15	0,83	0,56	0,36
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau V.26.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,50	0,15 × 1,50	0,15 × 1,50	0,15 × 1,50
M(KN)	477,71	247,91	185,37	104,73
N(KN)	637,90	350,32	349,77	231,65
V (KN)	187,79	123,42	124,07	109,70
$\tau$ (MPa)	1,184	0,778	0,78	0,69
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	15,81	8,02	6,86	4,15
$A_v^{min}(cm^2)$	3,38	3,38	3,38	3,38
$l_t(cm)$	13,2	25,1	30,9	51,8

$l_c(cm)$	123,5	99,7	88,1	46,2
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,39	0,75	0,92	1,55
$A_{comp}^{min}(cm^2)$	1,85	1,49	1,32	0,69
$A_v^{adopté}(cm^2)$	16,08	9,05	7,66	5,15
$N^{bre}$	8HA16	8HA12	4HA12 + 4HA10	4HA10 + 4HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,11	0,73	0,73	0,33
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau V.27.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2
M(KN)	328,12	206,64	170,91	106,80
N(KN)	725,78	8475,44	280,16	180,61
V (KN)	159,35	129,56	115,13	78,37
$\tau$ (MPa)	1,26	1,02	0,91	0,62
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	15,99	9,77	6,70	4,16
$A_v^{min}(cm^2)$	2,7	2,7	2,7	2,7
$l_t(cm)$	9,1	14,3	19	30,2

$l_c(cm)$	101,7	91,3	81,9	59,5
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,27	0,42	0,57	0,9
$A_{comp}^{min}(cm^2)$	1,52	1,37	01,22	0,89
$A_v^{adopté}(cm^2)$	16,59	10,30	6,79	4,71
$N^{bre}$	4HA20+ HA16	4HA16+ 2HA12	6HA12	6HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,32	0,96	0,85	0,58
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau. V.28.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,8	0,15 × 1,8	0,15 × 1,8	0,15 × 1,8
M(KN)	718,45	414,52	113,38	36,91
N(KN)	765,55	305,90	410,66	259,47
V (KN)	258,41	183,35	115,13	94,31
$\tau$ (MPa)	1,355	0,961	0,603	0,494
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	19,49	9,25	5,84	3,13
$A_v^{min}(cm^2)$	4,05	4,05	4,05	4,05
$l_t(cm)$	15,3	28,79	61,62	127,05
$l_c(cm)$	149,2	122,4	56,74	0

$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,46	0,86	1,84	3,81
$A_{comp}^{min}(cm^2)$	2,23	1,83	0,85	0
$A_v^{adopté}(cm^2)$	20,11	9,93	6,72	5,03
$N^{bre}$	10HA16	6HA12 + 4HA10	6HA10+ 4HA8	10HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,27	0,9	0,57	0,46
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau V.29.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x5}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,9	0,15 × 1,9	0,15 × 1,9	0,15 × 1,9
M(KN)	687,76	415,88	91,03	9,48
N(KN)	716,88	372,15	401,19	224,88
V (KN)	235,91	176,29	119,88	77,00
$\tau$ (MPa)	1,171	0,875	0,595	0,382
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	17,67	9,63	5,32	2,38
$A_v^{min}(cm^2)$	4,28	4,28	4,28	4,28
$l_t(cm)$	18,7	32,12	78,6	212,4
$l_c(cm)$	152,5	125,74	32,7	0
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,56	0,96	2,35	6,37

$A_{comp}^{min} (cm^2)$	2,28	1,88	0,49	0
$A_v^{adopté} (cm^2)$	18,47	10,80	6,03	7,73
$N^{bre}$	12HA14	4HA12 + 8HA10	12HA8	6HA10 + 6HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,1	0,82	0,56	0,36
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau V.30.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2
M(KN)	322,422	210,130	127,094	62,199
N(KN)	256,293	222,973	316,755	196,971
V (KN)	150,696	124,244	116,989	86,730
$\tau$ (MPa)	1,191	0,982	0,925	0,686
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	10,036	6,98	6,08	3,33
$A_v^{min} (cm^2)$	2,7	2,7	2,7	2,7
$l_t(cm)$	11,5	16,95	22,68	42,53
$l_c(cm)$	96,8	86,08	74,63	39,93
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,34	0,50	0,68	1,27

$A_{comp}^{min} (cm^2)$	1,45	1,29	1,11	0,52
$A_v^{adopté} (cm^2)$	10,30	7,73	6,79	4,71
$N^{bre}$	4HA16 + 2HA12	4HA14 + 2HA10	6HA12	6HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,12	0,92	0,87	0,64
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau V.31.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 2,6	0,15 × 2,6	0,15 × 2,6	0,15 × 2,6
M(KN)	1550,761	958,359	71,918	82,359
N(KN)	1677,075	1193,376	1017,154	570,466
V (KN)	523,504	378,884	258,593	162,763
$\tau$ (MPa)	1,893	1,37	0,935	0,58
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	36,19	22,99	11,30	6,63
$A_v^{min} (cm^2)$	5,85	5,85	5,85	5,85
$l_t(cm)$	19,2	29,77	85,70	133,32
$l_c(cm)$	221,4	200,44	88,58	0
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,57	0,89	2,57	3,99

$A_{comp}^{min} (cm^2)$	3,32	3,01	1,33	0
$A_v^{adopté} (cm^2)$	37,19	24,38	13,07	7,04
$N^{bre}$	8HA20 +	8HA14 +	6HA12 +	14HA8
	6HA16	6HA16	8HA10	
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,78	1,28	0,88	0,55
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (cm^2)$	2,26	1,57	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau V.32.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 2,6	0,15 × 2,6	0,15 × 2,6	0,15 × 2,6
M(KN)	1457,232	974,694	379,115	91,038
N(KN)	1545,390	1117,049	850,329	532,440
V (KN)	458,778	380,565	259,487	163,919
$\tau$ (MPa)	1,65	1,37	0,93	0,59
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	33,28	22,26	12,71	6,32
$A_v^{min} (cm^2)$	5,85	5,85	5,85	5,85
$l_t(cm)$	20,65	30,12	58,77	136,56
$l_c(cm)$	218,68	199,75	142,44	0
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,61	0,90	1,76	4,09

$A_{comp}^{min} (cm^2)$	13,28	2,99	2,13	0
$A_v^{adopté} (cm^2)$	34,37	22,87	13,07	7,04
$N^{bre}$	8HA20 + 6HA14	8HA16 + 6HA12	6HA12 + 8HA10	14HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,56	1,29	0,88	0,56
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	1,57	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

**Tableau V.33 :** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ém</sup> et 3 <sup>ém</sup> étage	4 <sup>ém</sup> et 5 <sup>ém</sup> étage	6 <sup>ém</sup> et 7 <sup>ém</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,15 × 1,1	0,15 × 1,1	0,15 × 1,1	0,15 × 1,1
M(KN)	316,932	159,985	137,656	65,552
N(KN)	122,185	77,68	315,106	196,737
V (KN)	156,904	1128,799	120,969	91,125
$\tau$ (MPa)	1,355	1,113	1,045	0,787
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	9,12	6,46	6,63	3,54
$A_v^{min} (cm^2)$	2,48	2,48	2,48	2,48
$l_t(cm)$	9,8	19,09	17,0	32,74
$l_c(cm)$	90,3	71,80	75,94	44,51
$A_{tend}^{min}(cm^2)$	0,29	0,57	0,51	0,98
$A_{comp}^{min}(cm^2)$	1,35	1,07	1,14	0,66

$A_v^{adopté} (cm^2)$	10,30	6,79	6,79	4,71
$N^{bre}$	6HA14	6HA12 + 2HA10	6HA12	6HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,27	1,04	0,98	0,74
$A_h^{min} (cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	1,57	1,01	1,01
$N^{bre}$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20

Exemple de ferrailage voile Vx1 RDC :

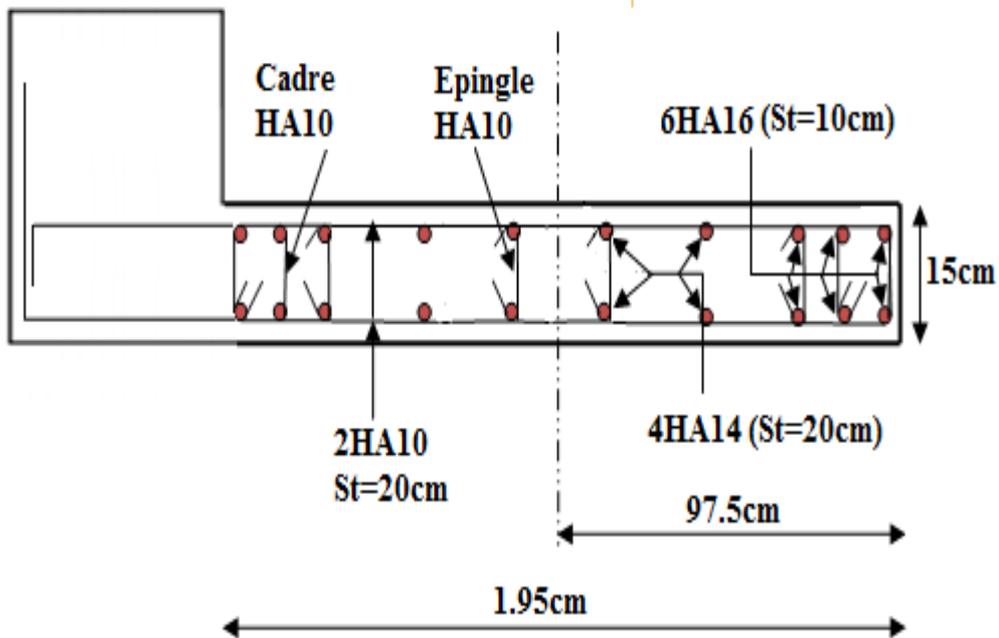


Figure V. 8. Schéma de Ferrailage du voile Vx1 (RDC).

**V.5.Conclusion :**

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique avant et après l'achèvement de la structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Concernant le problème de cisaillement des poteaux courts, une première approche consisterait à augmenter les dimensions de la section du béton cette solution a l'inconvénient majeur d'augmenter la rigidité des poteaux.

L'idée de s'intéresser au ferrailage transversal, il est donc indispensable d'envisager la mise en place d'armatures longitudinales en bateau dans la zone nodale qui reprendra une partie de l'effort tranchant.

# CHAPITRE VI

## VI.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité ou de fissures probables, et cela ne peut se faire qu'à partir d'une étude bien détaillée sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.

On distingue plusieurs types de fondations :

- Fondations profondes : pieux, puits...
- Fondations superficielles : semelle isolée, filante, ou radier.

## VI.2.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de **0,95 bar**. D'après le RPA99/V2003(Article10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

## VI.3.Etude des fondations :

### 1-Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ( $a \times a$ ) d'où les semelles

- sont carrées ( $A \times A$ ), la vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le fichier résultat Etabs 2016.
  - $S$  : Surface d'appui de la semelle
  - $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal

$$\text{de l'ordre : } N=1467,6558\text{KN.} \Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ avec : } B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B=2,97\text{m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

## 2- Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.

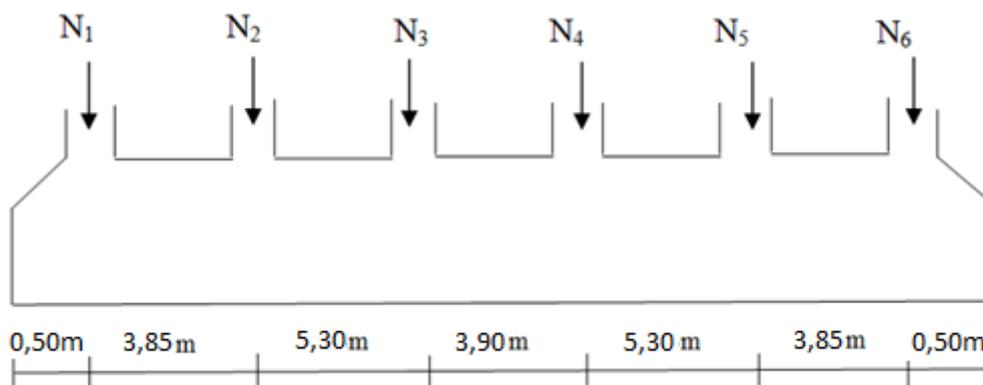


Figure VI.1.semelle filante.

Avec :

$$\begin{aligned} N_1 &= 985,831\text{KN} & N_2 &= 1444,1031\text{KN} & N_3 &= 1461,3378\text{KN} \\ N_4 &= 1467,6558\text{KN} & N_5 &= 1420,892\text{KN} & N_6 &= 955,6464\text{KN} \\ N &= \sum N_i = 7735,4661\text{KN} \end{aligned}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ avec : } B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B=3,59\text{m} \quad ; L=22,65\text{m}$$

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

On a la largeur de notre semelle égale à 3,59m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3,85m et 3,25m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

## 3- Étude du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré a fin d'augmenter sa rigidité.

Dimensionnement

- ✓ La condition de coffrage

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad L_{max} = 5,00m \Rightarrow h_t \geq 50cm$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 25cm$$

- ✓ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \quad , \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

$l_e$  : Longueur élastique;  $E$ : Module de Young ;  $I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1ml$ .

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc :  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4,10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_r \geq 50,42cm$$

Alors on opte une hauteur du radier  $h_t=80cm$  qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité et une hauteur de 80cm pour les nervures.

➤ La surface du radier :

$N_s=29977,2KN$  : La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir du logiciel ETABS 2016.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{29,9772}{0,095} \Rightarrow S_{rad} = 315,549m^2.$$

On a la surface du bâtiment est  $S_{bat} = 362,4m^2$  alors :  $S_{rad} \leq S_{bat} \Rightarrow$  On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

- **Remarque :** Les règles du BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$D \geq \max\left(\frac{hr}{2}, 30cm\right) \text{ on prend } D = 50cm \Rightarrow S_{rad}=401,15m^2$$

### Les vérifications nécessaires :

#### ➤ Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_t) \Rightarrow \mu_c = 5,30m.$$

Avec :  $Q_u = 1984,7289 \times 10^{-3}MN \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 4,15MN \dots \dots \dots$  Vérifiée

#### ➤ Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}}(x_G, y_G)$$

### Les caractéristiques géométriques de radier :

$I_x = 12687,084 m^4$ , et  $x_G = 7,285m$ .

$I_y = 6083,848 m^4$ , et  $y_G = 11,319m$ .

Avec :

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

$N$  : Poids total de la structure ; Poids du radier =  $\gamma \times h \times S_{rad}$

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base.

- Sens x-x :

$$N = 29,9772 \text{ MN} \quad \text{Poids du radier} = 0,8 * 25 * 401,15 = 8,023 \text{ MN}$$

$$M_x = 31,284 \text{ MN} \quad \text{et} \quad M_y = 31,922 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{29,9772}{401,15} + \frac{31,284 \times 11,319}{6083,848} \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,133 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{29,9772}{401,15} - \frac{31,284 \times 11,319}{6083,848} \Rightarrow \sigma_{\min} = -0,016 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,100 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0,095 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.}$$

On doit augmenter le débord. ON adopte  $D = 1.60 \text{ m} \Rightarrow S_{\text{rad}} = 486,4 \text{ m}^2$ .

- Sens x -x :

$$\sigma_{\max} = 0,119 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = 0,003 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,090 \text{ Mpa}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_{\max} = 0,080 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = 0,043 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,071 \text{ Mpa}$$

La contrainte est vérifiée

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  RPA99 (article 10.1.5).

• Suivant X-X :  $e = \frac{31922}{29977,2} = 1,065 \leq \frac{16}{4} = 4,00 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$

• Suivant Y-Y :  $e = \frac{31284}{29977,2} = 1,043 \leq \frac{22,65}{4} = 5,66 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Ferraillage du radier :**

Le radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension :

$$(L_x = 4,55 \text{ m}, L_y = 5,00 \text{ m}) : \text{entre nus d'appuis}$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$N_u = N_u^{\text{cal}} + 1,35(N_{\text{rad}} + N_{\text{ner}}) = 41146,259 + 1,35(8023 + 29977,2)$$

$$N_u = 92446,53 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{92446,53}{486,4} \Rightarrow Q_u = 190,06 \text{KN/m}^2.$$

$N_U$  : C'est l'effort ultime

$$N_s = 29977,2 \text{KN}.$$

$$Q_{s1} = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{29977,2}{486,4} \Rightarrow Q_s = 61,63 \text{KN/m}^2.$$

$N_s$  : C'est l'effort normal de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 > 0,4 \text{ la dalle travaille selon les deux sens.}$$

- A l'ELU:

$$\rho = 0,91 \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 188,95 \text{KN.m.} \\ M_y^0 = 151,83 \text{KN.m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,75 M_x^0 = 141,71 \text{kn.m.} \\ M_t^y = 0,75 M_y^0 = 113,88 \text{Kn.m.} \end{cases}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x^0 = -94,47 \text{KN.m.}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_0$

✓ Condition de non fragilité:

On calcule  $A_{min}$  :

$$h_r = 30 \text{cm}; b = 100 \text{cm}; \rho = \quad ; \rho_0 = 0,0008.$$

$$\begin{cases} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 2,51 \text{cm}^2. \\ A_{min}^y = 2,4 \text{cm}^2. \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

**Tableau .VI.1.** Résumé des résultats de ferrillages

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	141,71	0,13	0,18	24,99	16,29	2,51	9HA16=18,10	10
	y-y	113,87	0,11	0,14	25,41	12,88	2,4	7HA16=14,07	13
Appui		94,47	0,09	0,12	25,70	10,56	3,26	7A14=10,78	13

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_{ux} = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = 275,55 \text{KN}.$$

$$V_{uy} = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{uy} = 207,64 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b \times d} = 0,92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b \times d} = 0,669 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- A l'ELS

$$\rho = 0,581 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 72,82 \text{ KN.m.} \\ M_y^0 = 62,96 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x^0 \\ M_t^y = 0,75 \times M_y^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 64,61 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 47,22 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x^0 = -36,41 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

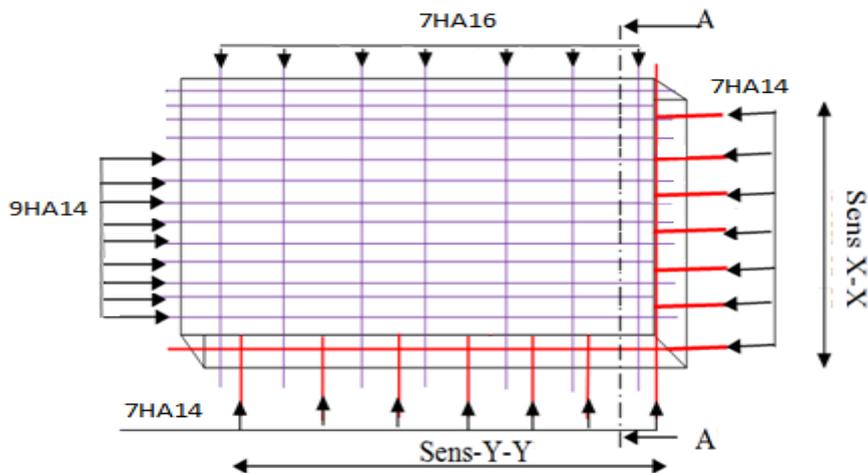
$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.2.** Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>s</sub> < σ <sub>s</sub>	obs
Travée	x-x	54,61	0,0969	11,168	4,74 < 15	vérifiée	126,95 < 201,63	vérifiée
	y-y	47,22	0,0877	9,2623	4,47 < 15	vérifiée	139,40 < 201,63	vérifiée
Appui		36,41	0,0786	7,5423	3,79 < 15	vérifiée	138,56 < 201,63	vérifiée



**Figure VI.2.** schéma de ferrailage de radier.

#### 4-Calcul des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- Charge triangulaire

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

- Charge trapézoïdale

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

$$Q_u = \frac{N_u'}{S_{rad}} ; \quad N_u' = N_u - N_{nervure} ; \quad N_{nervure} = \gamma_b \times h_t \times L_{nervure}$$

$$Q_s = \frac{N_s'}{S_{rad}} ; \quad N_s' = N_s - N_{nervure} ; \quad N_{nervure} = \gamma_b \times h_t \times L_{nervure}$$

$$N_{nervure} = 3813 \text{ KN} \Rightarrow N_u' = 37333,26 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 84,577 \text{ KN/m}$$

$$N_s' = 26164,2 \text{ K N} \Rightarrow q_s = 59,262 \text{ KN/m}$$

On prend deux types de nervures les plus chargées.

- **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{Avec : Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Pour l'appui de rive, on a : } M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

**Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement avec leur signe.

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V = \max(V_1, V_2)$$

Sens x-x :

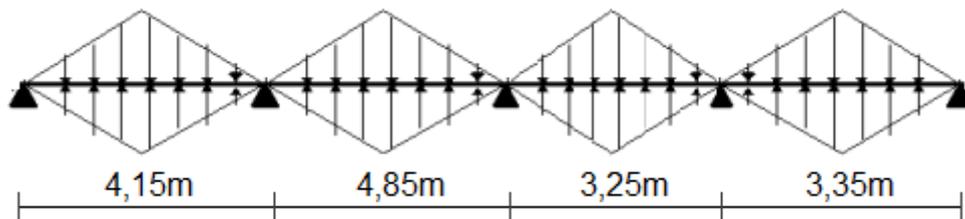


Figure VI.3 Répartitions des charges dans le sens X-X.

Sens y-y :

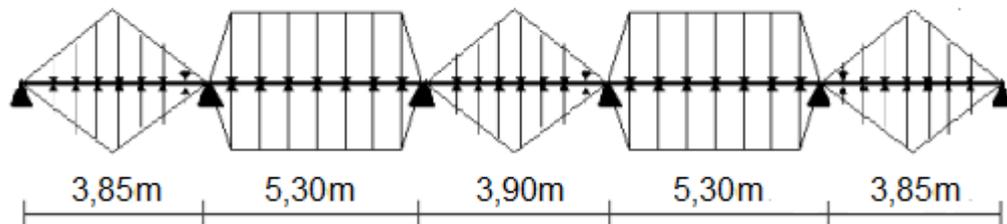


Figure VI.4 Répartitions des charges dans le sens Y-Y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
$M_u$ (KN.m)	-479,04	391,63
$M_s$ (KN.m)	-335,66	274,38
V (KN)	690,06	

**Tableau VI.4.** Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
$M_u$ (KN.m)	-573,77	690,30
$M_s$ (KN.m)	-402,03	483,68
$V$ (KN)	947,49	

➤ **Ferraillage :**

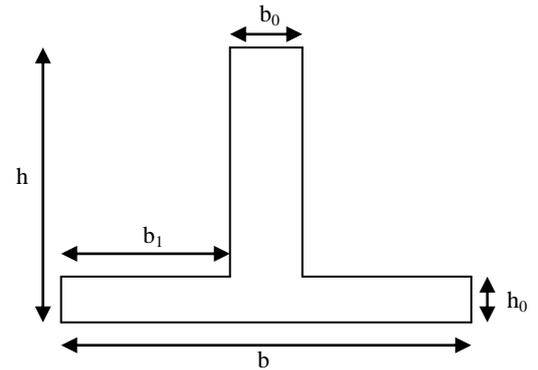
Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=80\text{cm}$   $h_0=30\text{cm}$   $b_0=50\text{cm}$   $d=77\text{cm}$ .

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{485}{10}; \frac{530}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 48,5\text{cm}.$$

$$\text{Donc : } b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 140\text{cm}.$$



➤ **Calcul des armatures :**

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Figure .VI.5.** Section à ferrailé

**Tableau VI.5.** Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

sens	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A^{RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopte}$ ( $\text{cm}^2$ )
X-X	Travée	391,63	48,21	6,44	10HA25=49,09
	Appuis	479,04	50,56	6,44	5HA25+10HA20=55,96
Y-Y	Travée	479,04	56,36	6,44	10HA25+5HA20=64,8
	Appuis	402,03	53,14	6,44	5HA25+10HA20=55,96

➤ **Les vérifications :**

- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

**Tableau VI.6.** Vérification de l'effort tranchant :

Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
x-x	690,06	1,79	2,5	Vérifiée
y-y	947,49	2,43	2,5	Vérifiée

- À l'ELS : Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$ .

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right] = 201,63\text{MPa}.$$

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

	Moments	Valeurs (KN.m)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> ) 10 <sup>-2</sup>	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x x	$M_t$	391,63	0,241	2,72	2,43	15	80,09	201,63	vérifiée
	$M_a$	479,04	0,252	3,00	2,82	15	86,84	201,63	vérifiée
y y	$M_t$	479,04	0,266	3,34	3,84	15	109,21	201,63	vérifiée
	$M_a$	402,03	0,252	3,00	3,37	15	104,01	201,63	Vérifiée

**Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{800}{35}; \frac{500}{10}; 25\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 22mm.$$

$$\Phi_t = 10 mm.$$

- Espacement des aciers transversaux :  $A_p = 0,2\% \times b_0 \times h = 8 cm^2$ .

Soit 4HA16=8,04 cm<sup>2</sup> (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(69,3; 40cm) = 40cm.$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{8,04 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 50} = 160,80 cm.$$

$$3) S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 8,04 \times 10^{-4} \times 400}{0,5 \times (1,79 - 0,3 \times 2,1)} = 44,35cm.$$

$$S_t = 15cm.$$

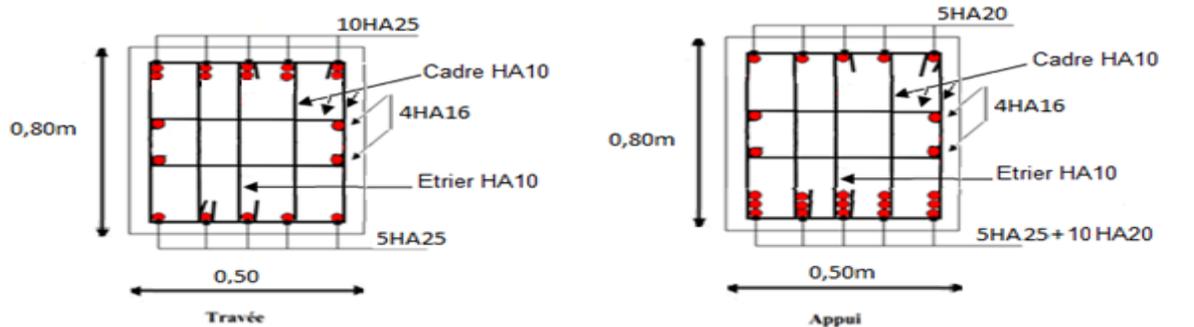


Figure VI.6. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

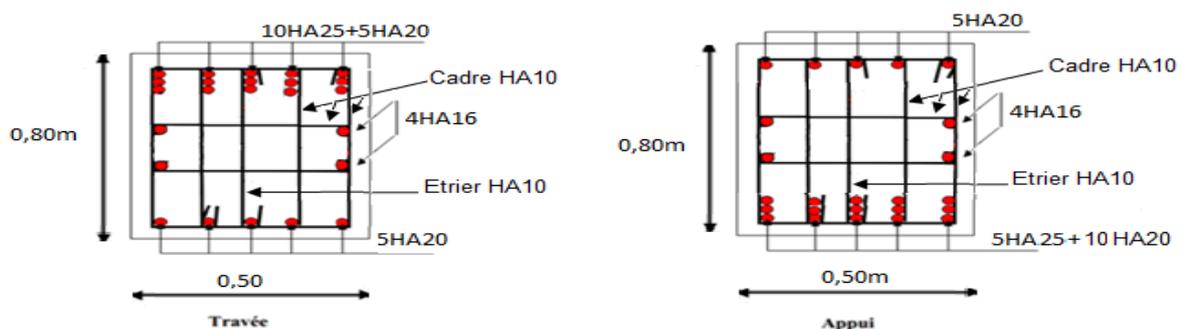


Figure VI.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y

### VI.4. Voile périphérique

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

➤ Caractéristiques des voiles :

- Hauteur  $h=1,70\text{m}$ .
- Longueur  $L=5,3\text{m}$ .
- Épaisseur  $e=15\text{cm}$ .

➤ Caractéristiques du sol :

- poids spécifique :  $\gamma = 20,16 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement :  $\Phi = 6^\circ$
- La cohésion :  $C= 0,3 \text{ bar}$

➤ Evaluation des charges et sur charges :

-Poussée des terres :

$$G = (h \times \gamma \times tg^2 (\pi/4 - \varphi/2)) - 2 \times c \times tg (\pi/4 - \varphi/2)$$

$$G = (1,7 \times 20,16 \times tg^2 (180/4 - 6/2)) - 2 \times 0,3 \times tg (180/4 - 6/2) \Rightarrow G = 27,24 \text{ KN/ml}$$

• Surcharge Accidentelles :

$$Q = q \times tg^2 (\pi/4 - \varphi/2) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 (180/4 - 6/2) \quad \text{avec } q = 10 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 8,10 \text{ KN/ml}$$

➤ Ferrailage des voiles :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

à l'ELU :

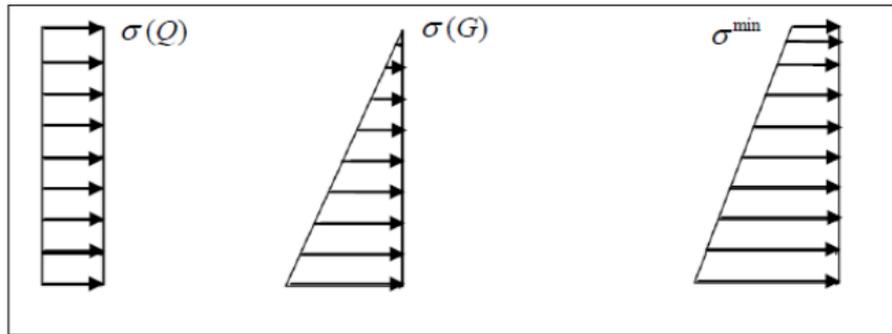


Figure VI.8. Répartitions des contraintes sur le mur.

$$\sigma_{min} = 1,5 \times Q \Rightarrow \sigma_{min} = 12,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow \sigma_{max} = 54,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 44,28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 44,28 \times 1 = 44,28 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 22,45 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 5,30 - 0,55 = 4,75 \text{ m}, \quad L_y = 1,70 - 0,35 = 1,35 \text{ m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad e = 15 \text{ cm}.$$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} \Rightarrow \rho = 0,284 < 0,4 \text{ la dalle travail selon un seul sens.}$$

- à l'ELU :

$$- M_0 = 10,08 \text{ kn} \quad M_t = 8,57 \text{ kn} \quad M_a = -5,04 \text{ kn}$$

Ferraillage se fait à la flexion simple pour une section  $b \times h = (1 \times 0,15) \text{ m}^2$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats de ferraillage du voile périphérique

Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	8,57	0,019	0,023	0,178	1,38	1,6	4HA12=4,52
Appuis	5,04	0,011	0,014	0,179	0,81	1,6	4HA12=4,52

- E spacements :

**Armatures //  $L_x$  :**  $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Soit :  $St = 25 \text{ cm}$

**Armatures //  $L_y$  :**  $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Soit :  $St = 25 \text{ cm}$

Vérifications :

A L'ELU:

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5 \text{ MPa}, (\text{fissuration peu nuisible}).$$

On a :  $V = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_x^2}{l_x^2 + l_y^2} \Rightarrow V = 0,2989 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{0,2117 \times 10^{-3}}{b \times d} = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{min} = Q \Rightarrow \sigma_{min} = 8,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q \Rightarrow \sigma_{max} = 27,24 + 8,10 \Rightarrow \sigma_{max} = 35,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 28,55 \text{ KN/m}^2$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

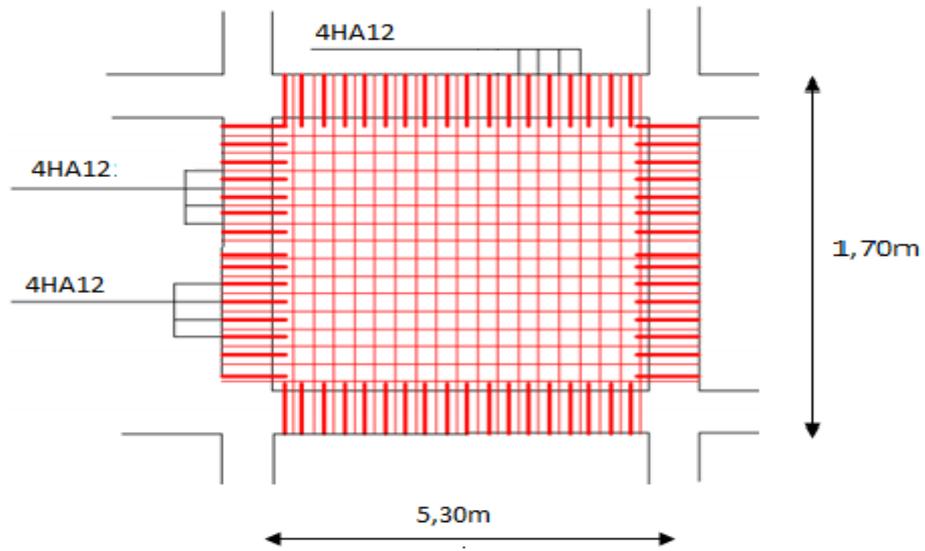
Contraintes dans le béton :

**Tableau VI.9.** Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bu</sub> < σ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> < σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
Travée	4,34	4,30	0,00015376	1,21 < 15	58,06 < 201,63
Appui	2,55	4,30	0,00015376	0,71 < 15	34,15 < 201,63

**Remarque :**

La contrainte dans le béton et la contrainte dans les aciers sont vérifiées.



**Figure.VI.9** : schéma de ferrailage du voile périphérique

## **Conclusion général :**

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voiles de contreventement.

La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, Les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

Dans notre cas (groupe d'usage 2), on peut tolérer pour les éléments non structuraux quelques dommages à condition que ces derniers ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.

Le radier générale permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel ETABS 2016 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

## Références et bibliographie

### Document réglementaires :

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Règles (BAEL91modification 99).
- Document technique réglementaire (DTR BC 2-2) charges et surcharges.

### Cours :

- Béton armés.
- Dynamique des structures.
- Résistance des matériaux.
- Les mémoires de fin d'étude des années passées.

### Logiciel :

- Auto CAD 2014
- ETABS/2016
- Microsoft office Word 2007
- Microsoft office Excel 2007

# ANNEXE I

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE II

Caractéristiques générales													
Extension		en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Multi-voies				collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture manuelle) trafic intense			
Nombre de faces de service		simple accès				Portes automatiques							
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V In	Id	TRI 380 V In	Id		FC	DM	PM	
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000

Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (autorisation n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises, pour le cas échéant d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Coordinateur Solédux national.

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions	Passage libre de port	Dimensions de gare	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
<b>630</b> 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
<b>1000</b> 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	190 220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320	
<b>1250</b> 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320	
<b>1600</b> 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette en hauteur sont données dans la documentation T 30-300. ACVF = ascenseur sans vis de fréquence, Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300. Dy MV = Dynamon 5 vitesse continue de vitesse. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300. TD 2 = Transaxial. Les profondeurs de cuvette en largeur sont données dans la documentation T 30-300.

### Annexe(1)

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

#### IV. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain étudié pour recevoir le projet de réalisation d'une promotion immobilière à Sidi Ali Labhar, dans la wilaya de Bejaia a un relief plat, occupant un secteur topographiquement bas qui présente des risques d'inondations.

Les coupes lithologiques des sondages carottés réalisés, nous ont permis de distinguer une hétérogénéité horizontale et verticale des formations qui se trouvent à des profondeurs différentes.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et de recommandation à prendre pour le calcul de fondation, nous avons exploité les résultats des essais in situ à savoir « les essais au pressiomètre, les coupes lithologiques des sondages carottés » et les essais au laboratoire réalisés sur les échantillons récupérés.

A la base de ces résultats et les observations faites lors des visites de site effectuées, nous suggérons une deuxième variante :

- Pour un ancrage D de **4.50m** de profondeur par rapport au terrain naturel, la contrainte admissible est de l'ordre de **0.95 bar**, les tassements éventuels seront de l'ordre de **5.2 cm**.

#### N.B.:

Les solutions données dans cette conclusion ne sont que des suggestions de la part du laboratoire LMTPB. Il appartient au bureau d'étude chargé de l'étude de génie civil de dimensionner les fondations en fonctions des descendes de charges réelles des ouvrages projetés en exploitant tous les résultats de ce rapport.

Enfin, le laboratoire reste à l'entière disposition du client pour plus d'information sur ce projet.

P/LMTPB  
ABDOUS Madani  
Chef Antenne BEJAIA

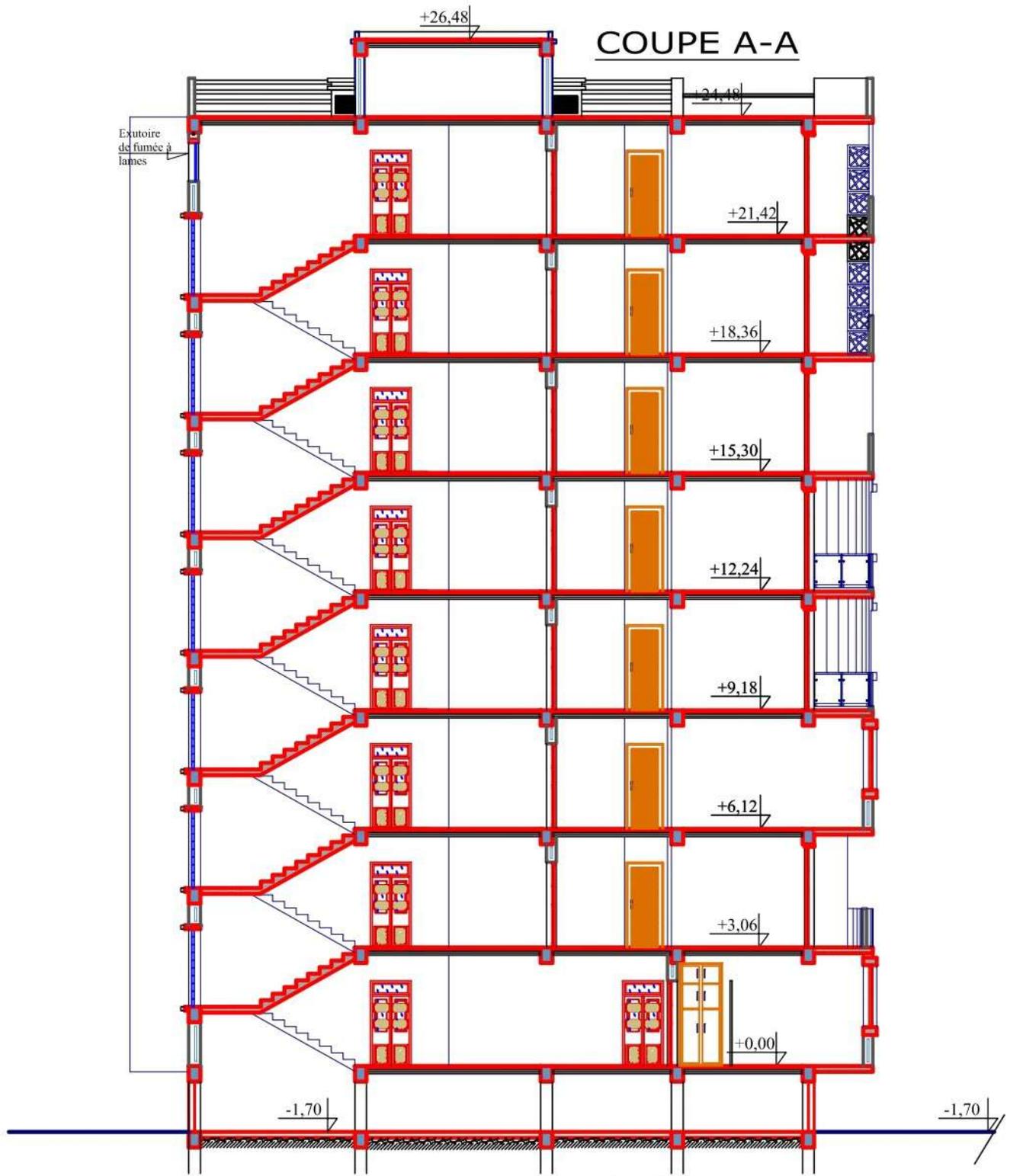


Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments LMTPB – Antenne de Bejaia		Page :
Client : EGTPBH LALAOUI .Mahmoud	Etabli en : 14/01/2019	4/4
Dossier N° : 2017/DE-SOL/06	Par : M. ABDOUS	
Projet : Complément d'Etude de sol pour le projet de réalisation d'une promotion immobilier à Sidi Ali Labhar, Cne de Bejaia		

# Façade principale



# COUPE A-A



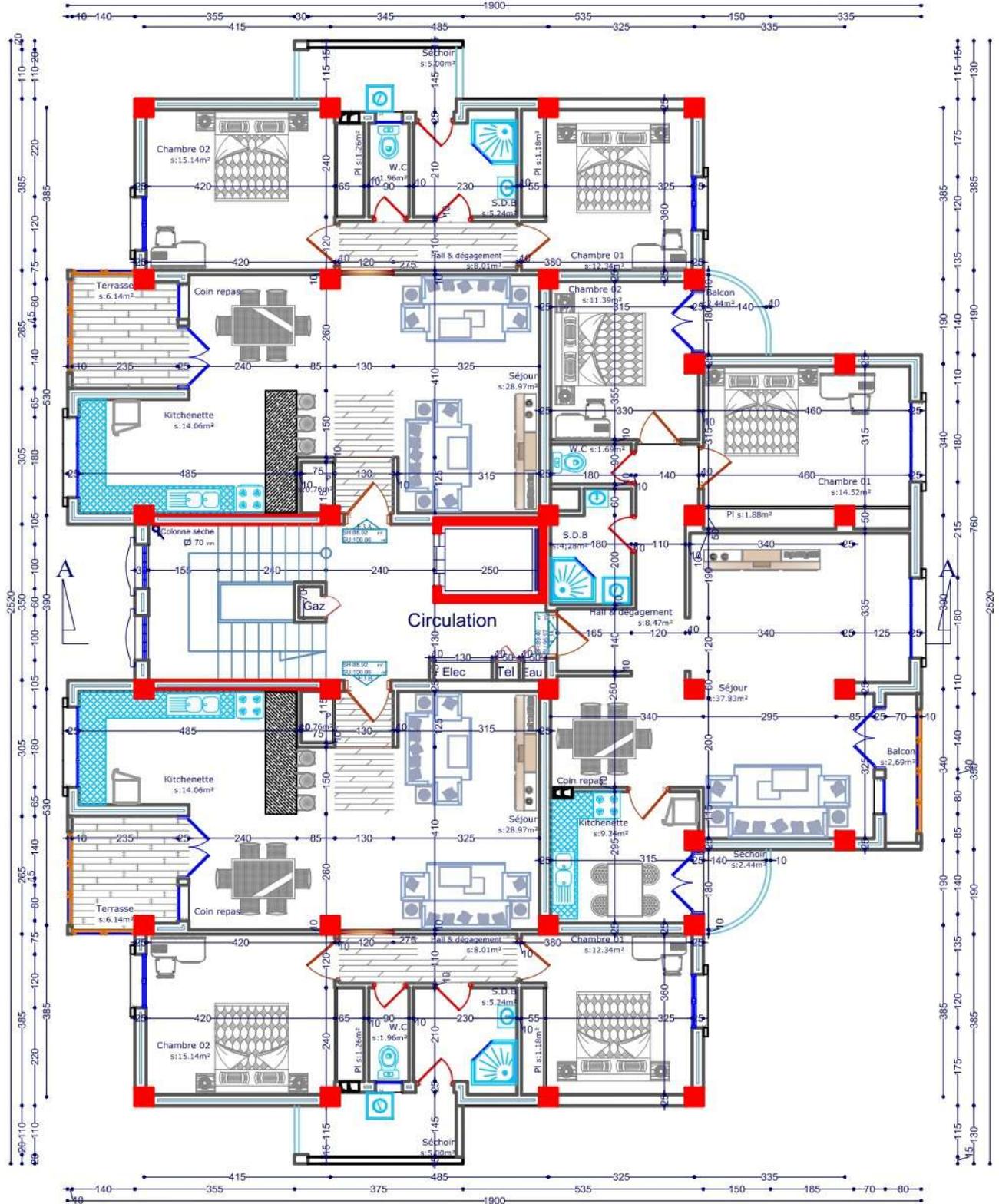
Cote plateforme  
"+0,00" = 5.36 NGA







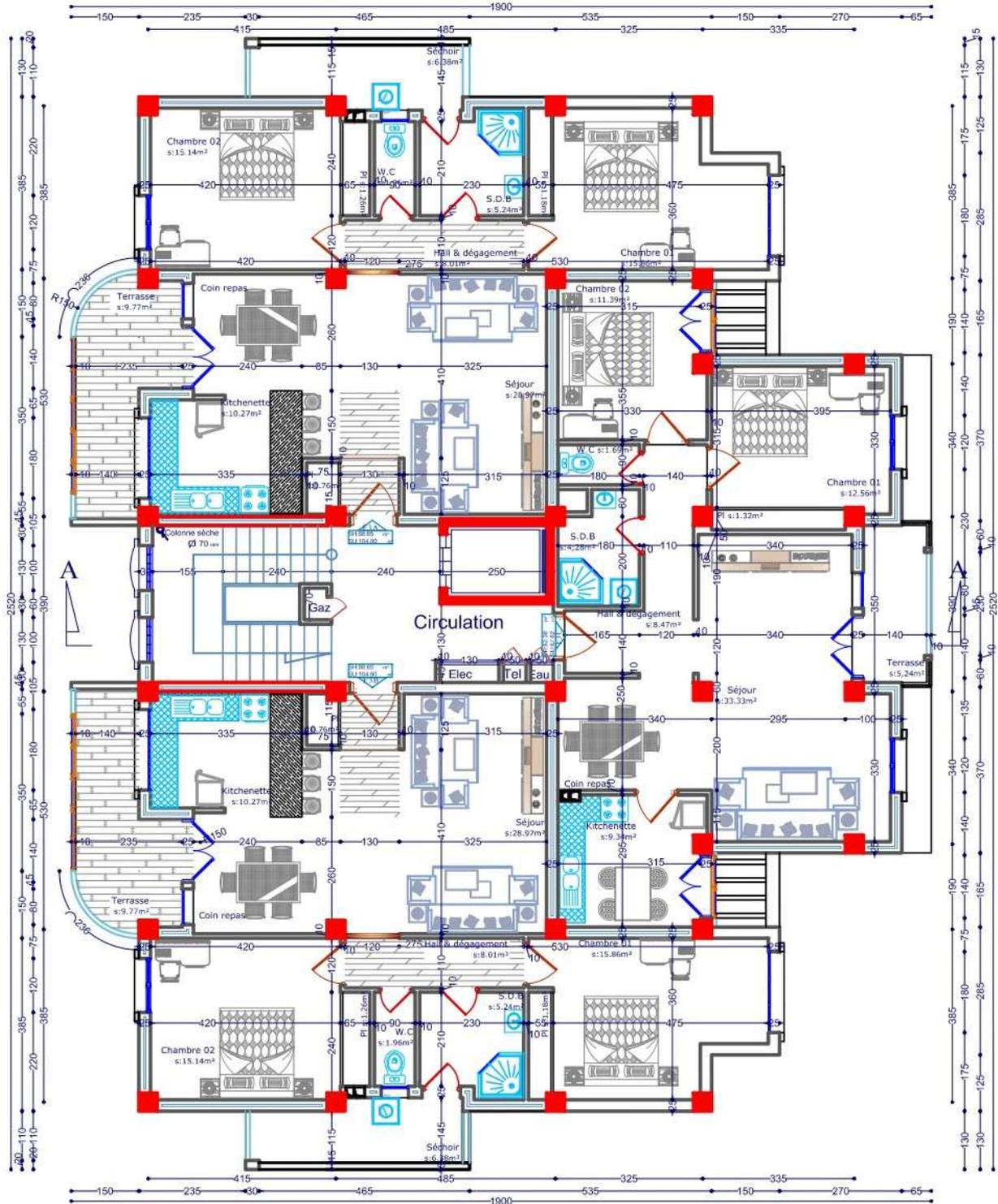
# Etage 02





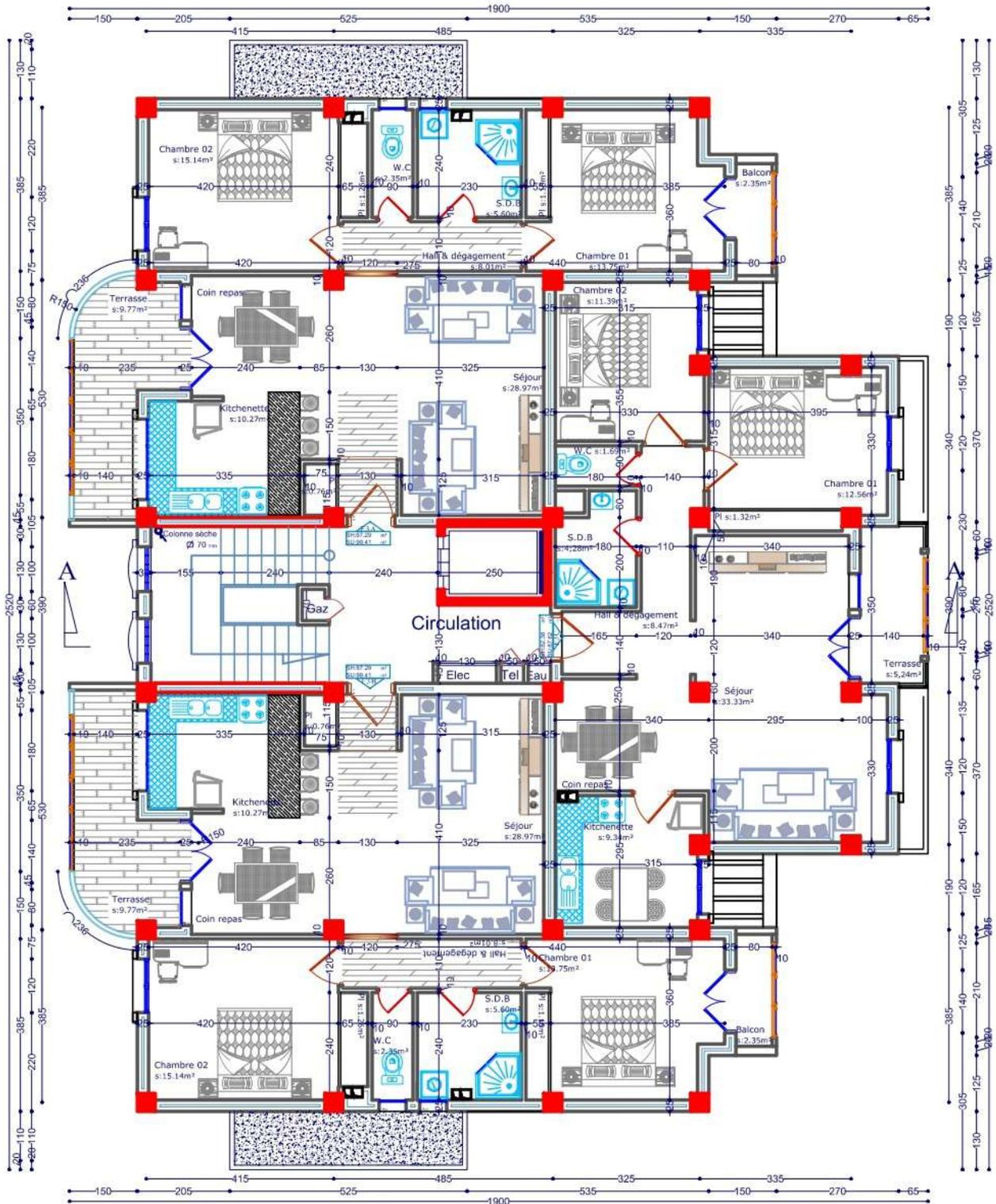


# Etage 05





# Etage 07



# Plan de toiture

