

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

ⵜⴰⵎⴻⵔⴰⵏⵜ ⵜⴰⵣⴻⵢⵔⴰⵏⵜ ⵜⴰⵎⴻⵔⴰⵏⵜ ⵜⴰⵣⴻⵢⵔⴰⵏⵜ

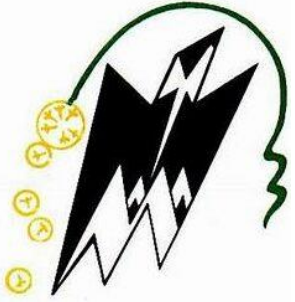
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud-Mammeri Tizi Ouzou

Faculté de la Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du Diplôme

Du MASTER en Génie Civil

Option : Construction Civil et Industrielle

## THEME

**Étude d'un bâtiment « R +9 »  
à usage d'habitation contreventé  
par des voiles porteurs**

Présente par

**Hissam Karim**

Promotrice

**M<sup>me</sup> Belhassani**

# Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous sommes également très reconnaissants à notre promotrice Mme BELHASSANI de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire trouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.
- A mes très chers frères.
- A toute ma famille et mes proches.
- A tous mes amis.

# Sommaire

- Introduction Générale
- Les plans d'architecture
- Chapitre I : Présentation de l'ouvrage
- Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments
- Chapitre III : Calcul des éléments secondaires
  - III-1 Acrotère
  - III-2 Planchers
  - III-3 Balcons
  - III-4 Escaliers
  - III-5 Poutre Palière
  - III-6 Salle machine
- Chapitre IV : Étude dynamique et sismique
- Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux
  - V-1 Ferrailage des poteaux
  - V-2 Ferrailage des poutres
  - V-3 Ferrailage des Voiles
- Chapitre VI : Étude de l'infrastructure
- Conclusion Générale
- Bibliographie
- Les plans de coffrage et ferrailage

# Liste des Tableaux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.01 : Les dimensions de la structure	01
---	----

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.01 : Les charges permanentes d'un plancher accessible en corps creux	17
Tableau II.02 : Les charges permanentes d'un plancher inaccessible en corps creux	17
Tableau II.03 : Les charges permanentes d'un mur extérieur	18
Tableau II.04 : Les charges permanentes d'un mur intérieur	18
Tableau II.05 : Les charges permanentes d'un balcon	19
Tableau II.06 : Les charges permanentes d'un escalier	19
Tableau II.07 : Les charges permanentes d'une volée	19
Tableau II.08 : Les charges permanentes d'un voile	20
Tableau II.09 : Les surcharges d'exploitation des différents éléments	20
Tableau II.10 : Coefficients de dégression de surcharges	21
Tableau II.11 : Les surcharges d'exploitation NQ	21
Tableau II.12 : Les charges permanentes NG	22
Tableau II.13 : Récapitulatif des sections des poteaux centraux	22
Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux	22
Tableau II.15 : Vérification au flambement	24

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.01 : Les portées successives des travées	38
Tableau III.02 : Moments aux appuis (l'ELU)	40
Tableau III.03 : Moments en travées (l'ELU)	41
Tableau III.04 : Efforts tranchants (l'ELU)	41
Tableau III.05 : Moments aux appuis (l'ELS)	48
Tableau III.06 : Moments en travées (l'ELS)	48
Tableau III.07 : Les charges permanentes de garde-corps	51
Tableau III.08 : Ferrailage de la dalle de la salle machine	84
Tableau III.09 : Vérification de la contrainte dans l'acier	89
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte dans le béton	90

## **Chapitre IV : Étude dynamique et sismique**

Tableau IV.01 : Facteur d'amplification dynamique moyen	102
Tableau IV.02 : La période fondamentale et participation massique et rotationnel	107
Tableau IV.03 : Justification de système de contreventement	108
Tableau IV.04 : L'excentricité selon X-X	110
Tableau IV.05 : L'excentricité selon Y-Y	111
Tableau IV.06 : Calcul des déplacements inter-étages selon X-X	112
Tableau IV.07 : Calcul des déplacements inter-étages selon Y-Y	113
Tableau IV.08 : Calcul de l'effet P- $\Delta$ dans le sens X-X	115
Tableau IV.09 : Calcul de l'effet P- $\Delta$ dans le sens Y-Y	115
Tableau IV.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base	116

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux**

Tableau V.01 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	118
Tableau V.02 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA	119
Tableau V.03 : Calcul des armatures pour les poteaux	124
Tableau V.04 : Les résultats du ferrailage des armatures transversales	129
Tableau V.05 : Vérification des contraintes tangentielles	130
Tableau V.06 : Vérifications à l'ELS pour les poteaux	133
Tableau V.07 : Section des armatures longitudinales pour les poutres	134
Tableau V.08 : Ferrailage des poutres principales	136
Tableau V.09 : Ferrailage des poutres secondaires	137
Tableau V.10 : Vérifications armatures transversale à l'ELU pour les poutres	137
Tableau V.11 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale	138
Tableau V.12 : Vérification au cisaillement	138
Tableau V.13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton	139
Tableau V.14 : Influence sur les armatures	139
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS pour les poutres	142
Tableau V.16 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS pour les poutres	143
Tableau V.17 : Ferrailage des voiles Type-1 dans le sens Longitudinal	155
Tableau V.18 : Ferrailage des voiles Type-2 dans le sens Longitudinal	156
Tableau V.19 : Ferrailage des voiles Type-1 dans le sens Transversal	157
Tableau V.20 : Ferrailage des voiles Type-2 dans le sens Transversal	158
Tableau V.21 : Ferrailage des voiles Type-3 dans le sens Transversal	159

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

Tableau VI.01 : La surface des voiles longitudinaux	161
Tableau VI.02 : La surface des voiles transversaux	162
Tableau VI.03 : Dimensionnement de la semelle filante sous poteaux	163
Tableau VI.04 : Vérification des contraintes	170
Tableau VI.05 : Ferrailage du radier	173
Tableau VI.06 : Vérification de la condition de non fragilité	173
Tableau VI.07 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	174
Tableau VI.08 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)	178
Tableau VI.09 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)	179
Tableau VI.10 : Efforts internes dans les nervures	180
Tableau VI.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure	180
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	185

# Liste des Figures

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.01 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)	07
Figure I.02 : Diagramme contrainte - déformation du béton (ELS)	08
Figure I.03 : Diagramme contraintes - déformations	10

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.01 : Coupe d'un plancher en corps creux	12
Figure II.02 : Dimensions des poutres principales et secondaires	14
Figure II.03 : Épaisseurs des voiles - coupe en élévation	15
Figure II.04 : La section du plancher pour le poteau le plus sollicité	16

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.01 : Coupe verticale de l'acrotère	25
Figure III.02 : Schéma statique de l'acrotère	25
Figure III.03 : Diagramme des efforts internes	26
Figure III.04 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée	28
Figure III.05 : Schémas statique des distances	28
Figure III.06 : Treillis soudé de 20x20 cm	34
Figure III.07 : Surfaces revenant aux poutrelles	35
Figure III.08 : Section de la poutre en Té	43
Figure III.09 : Coupe schématique de la poutrelle (Appuis)	44
Figure III.10 : Schéma du balcon	51
Figure III.11 : Schéma statique du balcon	51
Figure III.12 : Présentation d'escalier	56
Figure III.13 : Schéma statique d'escalier	58
Figure III.14 : Schéma statique de calcul d'escalier à ELU	59
Figure III.15 : Diagrammes de moments fléchissant et d'effort tranchant à ELU	61
Figure III.16 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS	66
Figure III.17 : Diagrammes de moments fléchissant et d'efforts tranchants à ELS	68
Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière	72
Figure III.19 : Section de la poutre palière	72
Figure III.20 : Diagrammes de moments fléchissant et d'effort tranchant à ELU et ELS	74
Figure III.21 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine	81

## **Chapitre IV : Étude dynamique et sismique**

Figure IV.01 : Vue en 3D de la Structure	104
Figure IV.02 : Vue en Plans de la structure	105
Figure IV.03 : La période fondamentale et participation massique tiré de l'ETABS	106
Figure IV.04 : Les efforts normaux aux niveaux du différent poteau tiré par ETABS	109
Figure IV.05 : L'excentricité selon X-X tiré par ETABS	110
Figure IV.06 : L'excentricité selon Y-Y tiré par ETABS	111
Figure IV.07 : Déplacements inter-étages selon X-X tiré par ETABS	112
Figure IV.08 : Déplacements inter-étages selon Y-Y tiré par ETABS	113
Figure IV.09 : L'effort tranchant aux niveaux des étages selon XX, YY tiré par ETABS	114
Figure IV.10 : Poids total de la structure tiré par ETABS	116
Figure IV.11 : l'effort tranchant au niveau de la base tiré par ETABS	116

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux**

Figure V.01 : Schéma de calcul en flexion composée	119
Figure V.02 : Caractéristiques et sollicitation de la section	123
Figure V.03 : Résultat de calcul de la section d'armature	123
Figure V.04 : Délimitation de la Zone Nodale	129
Figure V.05 : Schéma de ferrailage des poteaux	133
Figure V.06 : Disposition des armatures tendues SSA	135
Figure V.07 : Disposition des armatures SDA	135
Figure V.08 : La valeur de la flèche à la poutre principale à partir de l'ETABS	141
Figure V.09 : La valeur de la flèche à la poutre secondaire à partir de l'ETABS	141
Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales	144
Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	145
Figure V.12 : Tableau des contraintes tiré par ETABS	151
Figure V.13 : La disposition des voiles dans la structure	154

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

Figure VI.01 : Schéma du radier	165
Figure VI.02 : Répartition trapézoïdale	175
Figure VI.03 : Présentation du chargement simplifié	175
Figure VI.04 : Répartition triangulaire	176
Figure VI.05 : Schéma des travées et panneaux dans les deux sens	177
Figure VI.06 : Schéma statique du débord	182

# Introduction Générale

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première « Étude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, ... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Étude de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel l'ouvrage est implanté.

Nous, autant qu'étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation master en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, contreventée par voiles porteurs.

Pour ce faire, on a préféré d'utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure au dépend de la méthode manuelle qui est lente.

C'est dans cette voie-là que nous avons essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commencerons dans notre premier chapitre par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Ensuite on s'intéresse dans le second chapitre aux prédimensionnements des éléments de notre projet.

Et dans le troisième chapitre nous procédons aux calculs de quelques éléments spécifiques (plancher, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations (poteaux, poutres...). Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, on s'intéressera à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception.

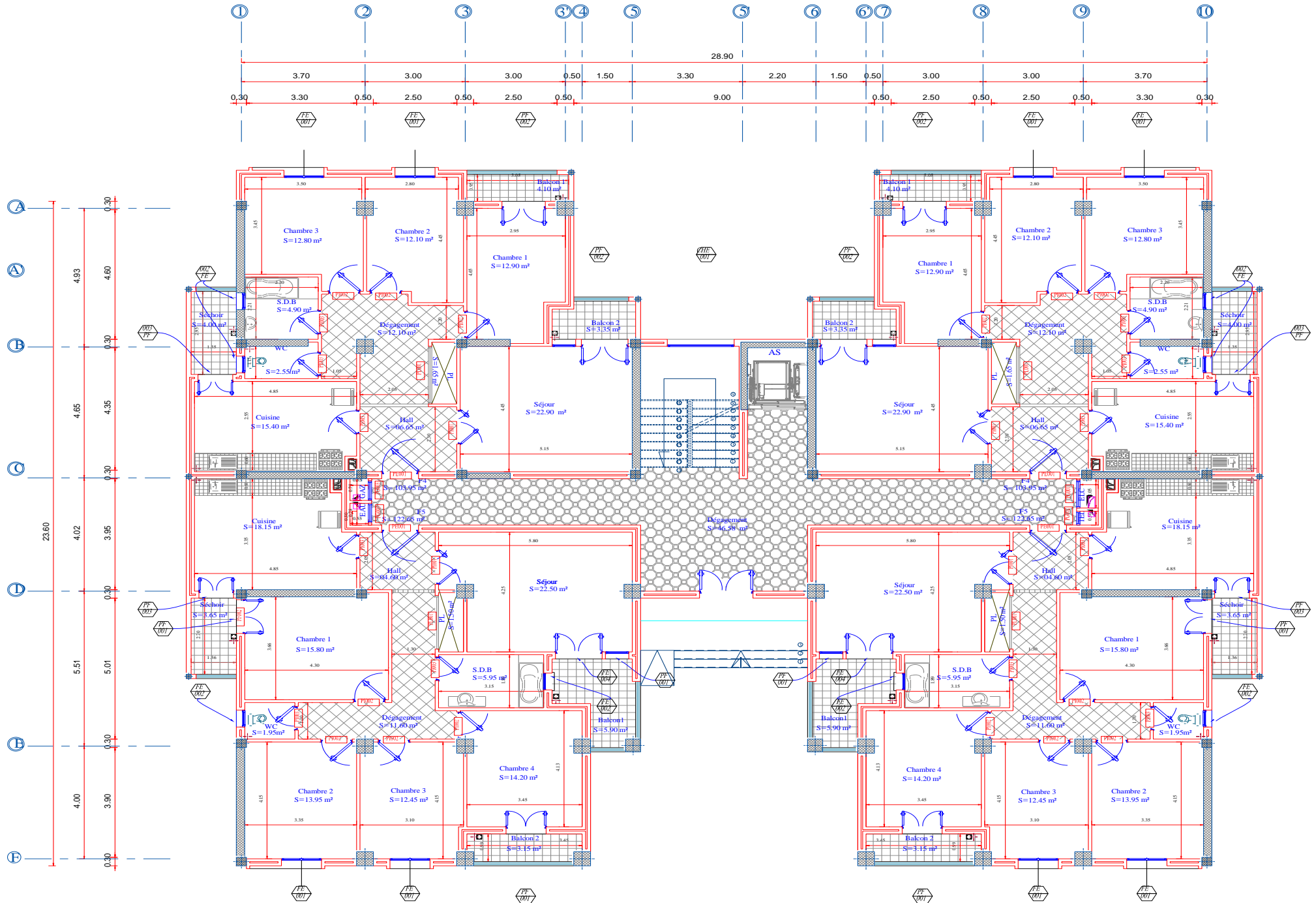
Au final, une conclusion qui dressera la synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

---

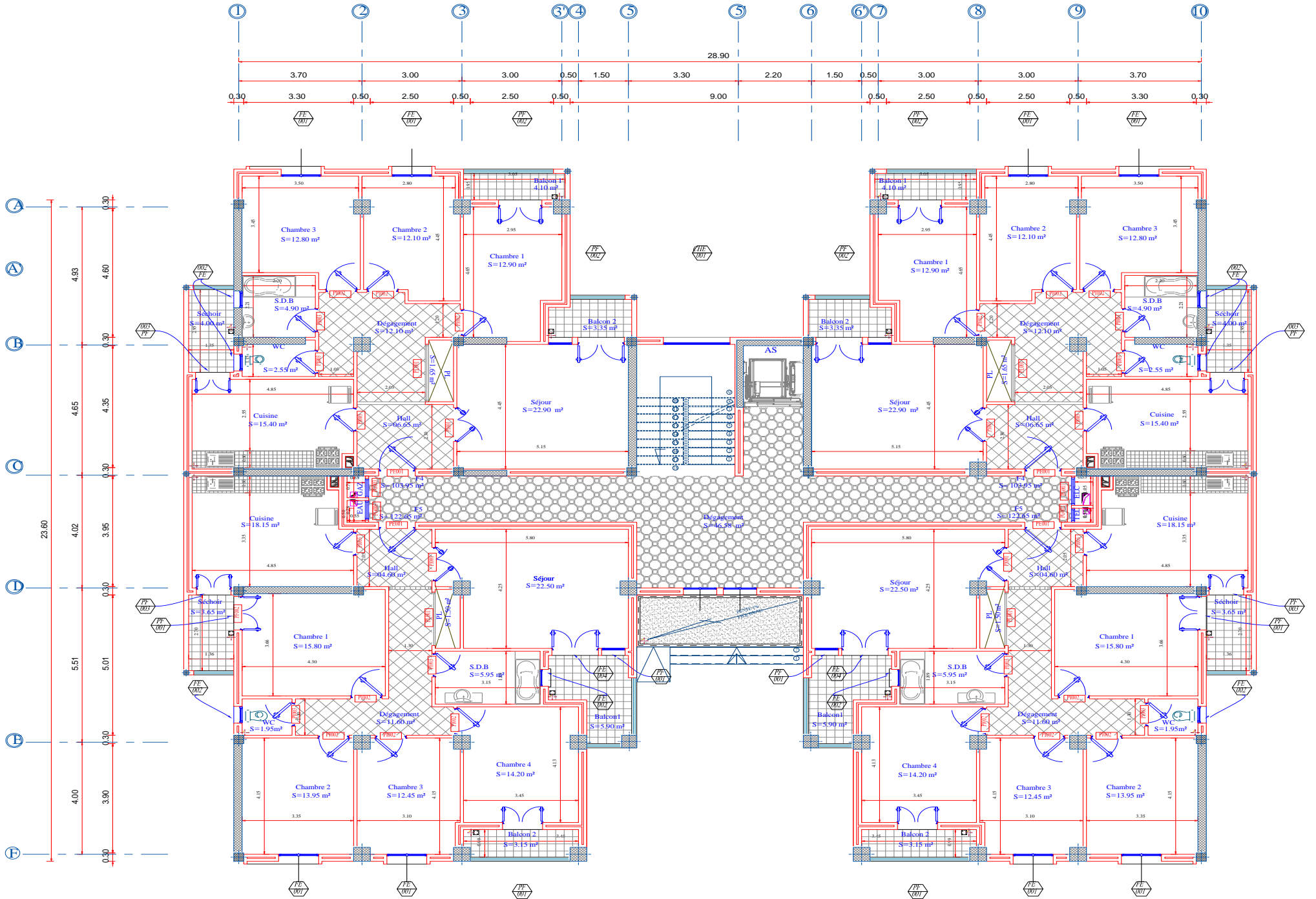
# **Les plans d'architecture**

---

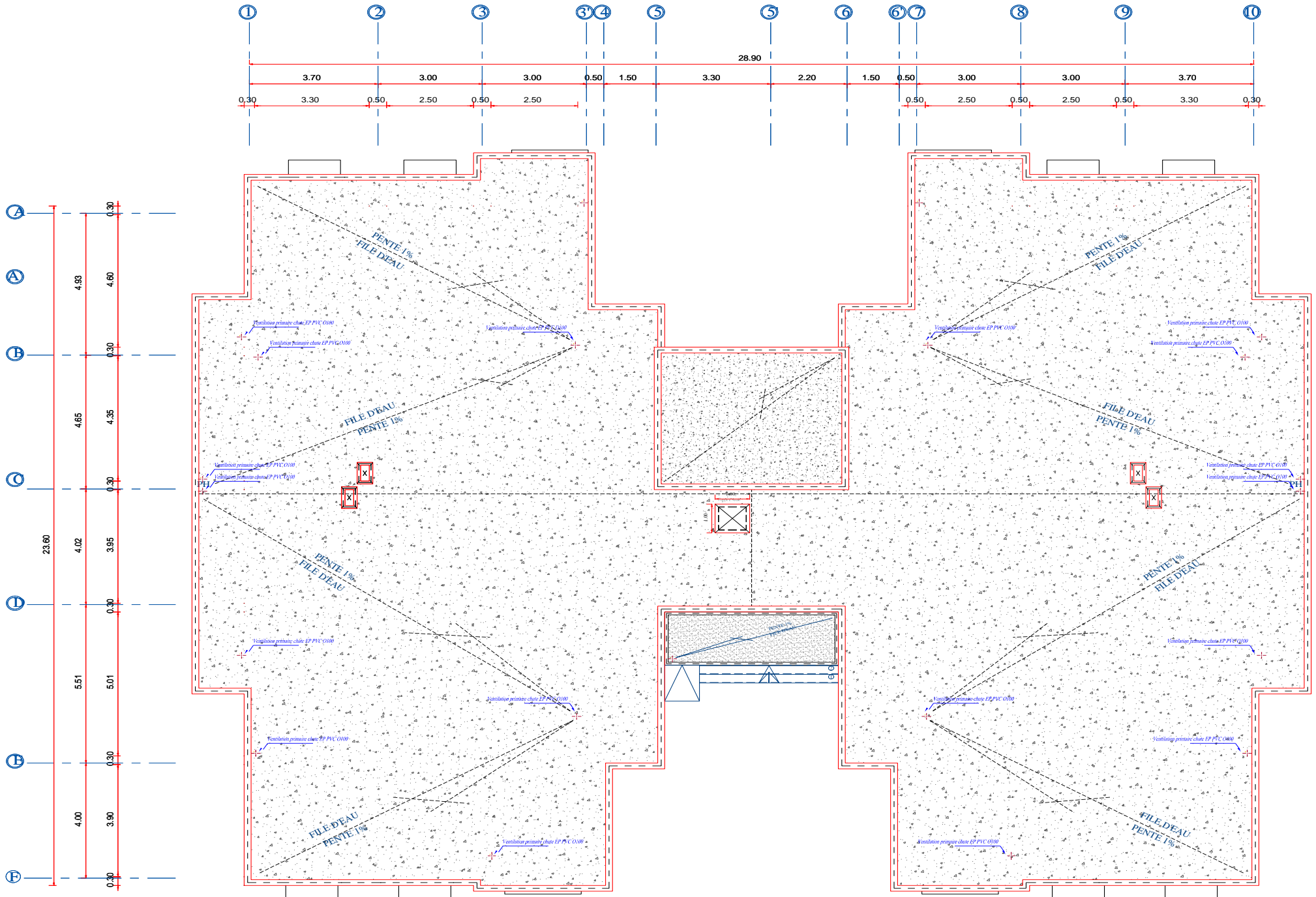
# Plan RDC



# Plan Etage Courant



# Plan Terrasse



# FACADE POSTERIEURE

+31.50  
Terrasse

+28.35  
Etage 9

+25.20  
Etage 8

+22.05  
Etage 7

+18.90  
Etage 6

+15.75  
Etage 5

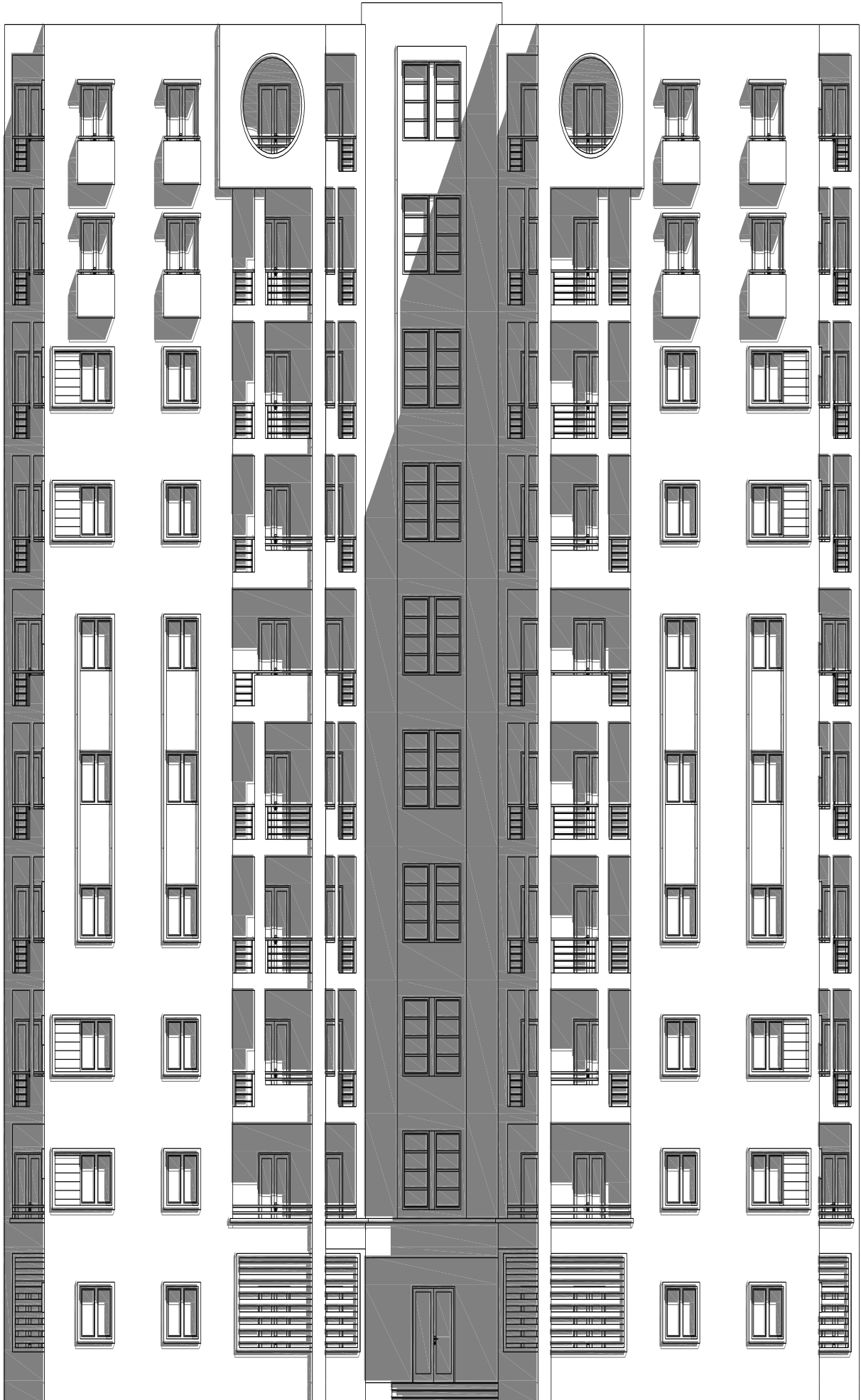
+12.60  
Etage 4

+9.45  
Etage 3

+6.30  
Etage 2

+3.15  
Etage 1er

+0.00  
Rez-de-chaussée



# COUPE A-A

+31.50  
Terrasse

+28.35  
Etage 9

+25.20  
Etage 8

+22.05  
Etage 7

+18.90  
Etage 6

+15.75  
Etage 5

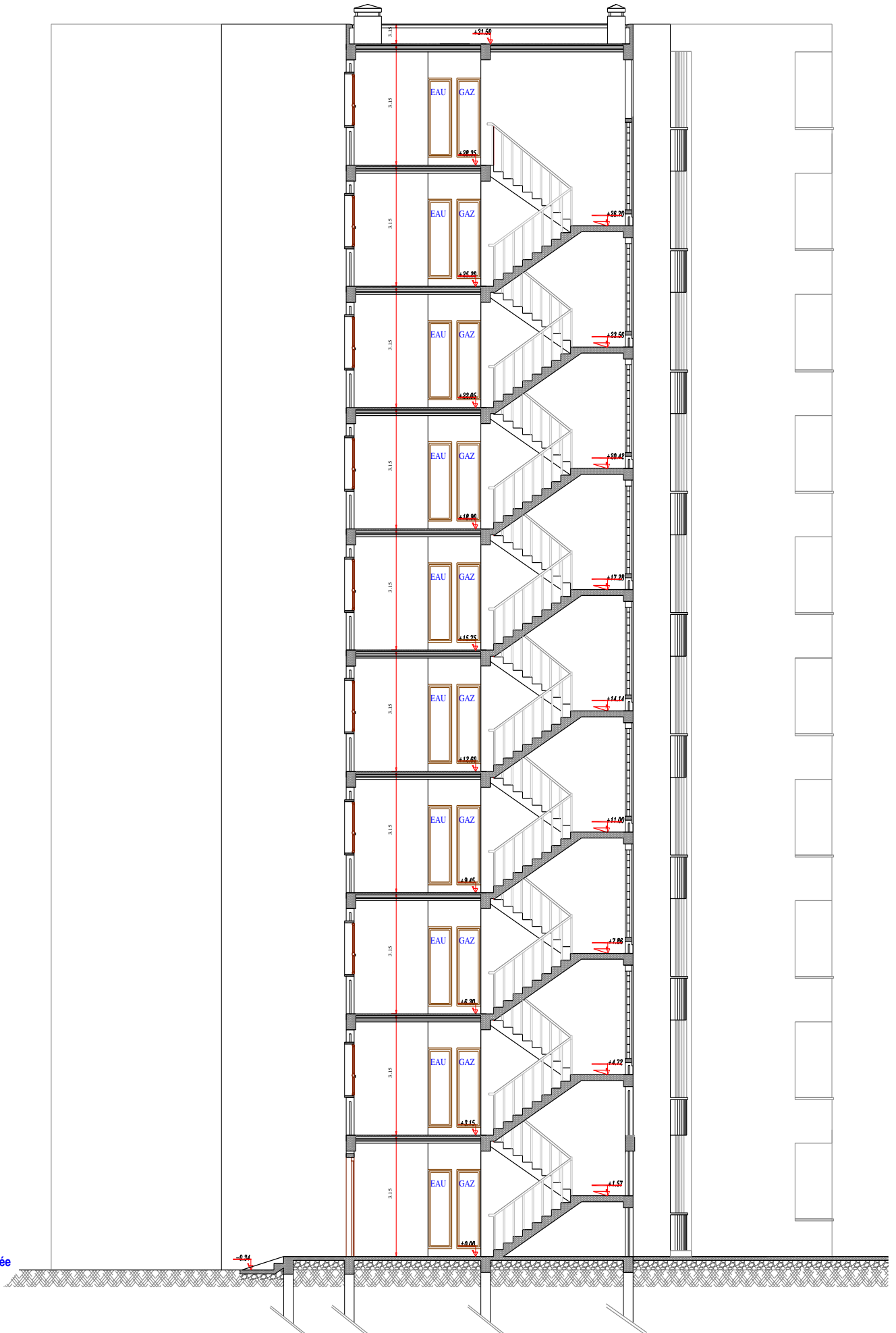
+12.60  
Etage 4

+9.45  
Etage 3

+6.30  
Etage 2

+3.15  
Etage 1er

+0.00  
Rez-de-chaussée



# Chapitre I

---

## **Présentation de l'ouvrage**

---

### Introduction :

Le premier chapitre décrit globalement notre ouvrage à savoir, ses caractéristiques géométriques (Longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment), ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux), les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage, et sa zone d'implantation.

### I.1 Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure R+9 à usage d'habitation.

Ce bâtiment est d'importance moyen (groupe d'usage 02), implanté à ROUIBA WILAYA D'ALGER, classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de forte sismicité (Zone III).

Cet ouvrage est composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- (09) étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

#### I.1.1-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

**Tableau I.1 : Les dimensions de la structure**

<b>Hauteur totale du bâtiment</b>	<b>31.50 m</b>
<b>Longueur totale du bâtiment</b>	<b>32.80 m</b>
<b>Largeur totale du bâtiment</b>	<b>24.85 m</b>
<b>Hauteur du RDC</b>	<b>3.15 m</b>
<b>Hauteur d'étage courant</b>	<b>3.15 m</b>

#### I.1.2-Données de site :

- L'ouvrage d'importance moyenne appartient au groupe d'usage 2 (la hauteur ne dépasse pas 48 m) en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le site est considéré comme meuble (**S3**).

## I.2 Éléments de l'ouvrage :

### I.2.1-La superstructure :

C'est la partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

#### a) L'ossature :

Le bâtiment qui est en ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage, essentiellement vis-à-vis des charges horizontales.

#### b) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils ont pour but de :

- Supporter leur poids propre et les charges d'exploitations et les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature.
- Assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un système complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (1%) qui facilite l'écoulement d'eau.

Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer le type utilisé dans la réalisation de notre bâtiment, à savoir :

#### - Plancher en dalles pleines :

Ce sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourds que les corps creux. Ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ; dans la cage d'escalier et d'ascenseur et les balcons.

Ils sont armés d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges.

#### - Plancher en corps creux :

Le plancher est composé d'une dalle de compression et de corps creux, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 65 cm de corps creux (Hourdis).

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

### **c) Les maçonneries :**

On distingue deux (02) types :

- Les murs extérieurs : sont en double cloisons de (25 cm) d'épaisseur (En brique creuse de 10 cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'air de 5 cm).
- Les murs intérieurs : ils sont en simple cloison (brique creuse de 10 cm).

### **d) Les escaliers :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

Notre bâtiment comporte un escalier composé de deux volées avec un palier repos.

### **e) Les revêtements :**

Ils sont en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

### **f) Les voiles :**

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

### **g) Acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure. Il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse.

### **h) La cage d'ascenseur :**

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

### **i) Balcons :**

Les balcons sont réalisés en béton armé coulé sur place.

### **I.2.2-L'infrastructure :**

Les fondations : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### **I.2.3-Choix du contreventement :**

La structure de ce bâtiment est un Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

## **I.3 Règlements et normes utilisés :**

L'étude de notre ouvrage est menée conformément aux règlements suivant :

### **a) Document technique réglementaire DTR. - B.C.2.2 :**

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

### **b) Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48) :**

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

### **c) Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) :**

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des sollicitation s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre.

### **d) Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :**

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant servir à la conception et aux calculs et vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments.

## I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL**, ainsi que le règlement parasismique algérien **RPA 99 modifié en 2003**.

### I.4.1-Le Béton :

#### a) Généralités :

Le béton est un mélange des granulats (Graviers + Sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage, dosés de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux utilisés permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

#### b) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$  ; Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16×32) cm par compression axiale après 28 jours de durcissement.

La résistance requise pour cette structure est  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ (BAEL91/Art A2, 1,11)}$$

#### c) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance à la traction de béton est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{(Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99)}$$

Dans notre cas on a :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

### d) Module de déformation longitudinale du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types de modules :

#### 1) Module de déformation longitudinale instantanée

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton  $E_{ij}$  est :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 21})$$

Pour  $f_{cj} = 25$  MPa on aura :  $E_{ij} = 32164.195$  MPa

#### 2) Module de déformation longitudinale différée

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée. et afin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 22})$$

Pour  $f_{cj} = 25$  MPa on aura :  $E_{ij} = 10818.86$  MPa

### e) Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3})$$

Avec :  $\left[ \begin{array}{l} E : \text{Module de Young} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson du béton} \end{array} \right.$

### f) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à :

$$\left[ \begin{array}{l} \nu = 0.0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

## I.5 Notions d'états limites :

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (forces, moments, couples).

La théorie des états limites considère 2 états :

#### 1) État limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la charge limite, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer

### Diagramme de contrainte / déformation

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraintes-déformations

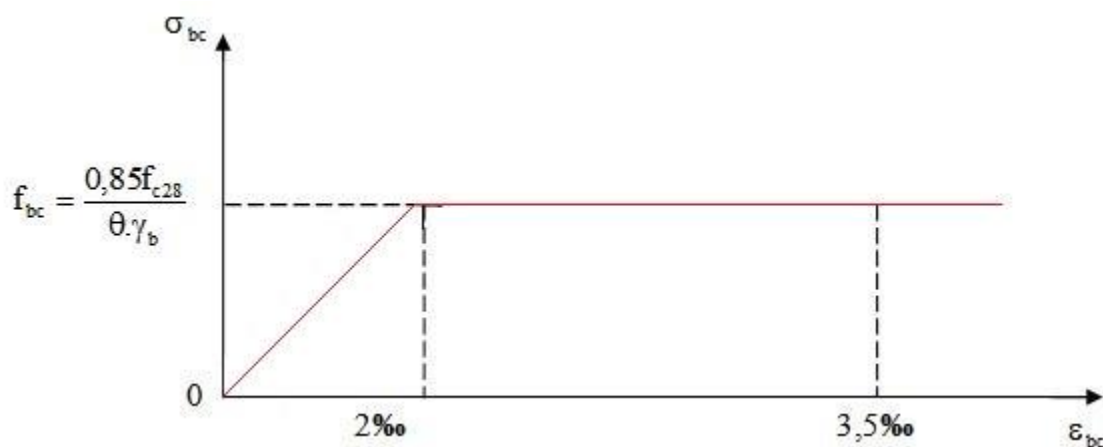


Figure I.1 : « Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU) »

Où :  $f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$  [MPa] (BAEL91 modifié 99/Art A .4.3 ,41)

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$$\left[ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ En situation accidentelle (SA)} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ En situation durable} \end{array} \right.$$

Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des actions considérées

$\theta = 1$	—————>	$t > 24 \text{ h}$	Si la durée est supérieure à 24h
$\theta = 0.9$	—————>	$1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$	Si la durée est comprise entre 1h et 24h
$\theta = 0.85$	—————>	$t \leq 1 \text{ h}$	Dans les autres cas

0,85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée « t » d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  :

$f_{bu} = 14,167 \text{ MPa}$  en SD (Situation Durable)

$f_{bu} = 21,739 \text{ MPa}$  en SA (Situation Accidentelle)

$\sigma_b$  : Contrainte de calcul du béton en compression.

$f_{c28}$  : Contrainte de béton à la compression à l'âge de 28 jours.

$\epsilon_{bc}$  : Déformation de béton en compression

### 2) État Limite de Service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures)
- L'état limite de service de déformation. (Flèche)

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \text{ avec } \overline{\sigma}_{bc} : \text{contrainte admissible à l'ELS}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

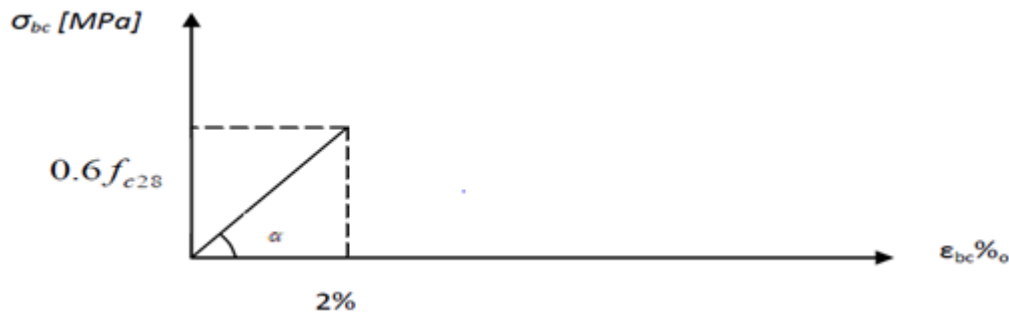


Figure I.2 : « Diagramme contrainte - déformation du béton (ELS) »

### Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{BAEL/Art A.5.1, 21})$$

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée

$b$  : largeur de la section cisailée

$d$  : hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0,13 \cdot f_{c28}, 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min (0,10 \cdot f_{c28}, 4) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

### I.4.2-Les Aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion.

#### I.4.2.1-Types d'aciers pour béton armé :

##### - Les aciers ronds lisses (RL) :

L'acier en forme de barre, en principe d'une longueur de 12 m et une section circulaire, ils ont une surface qui est lisse. Les diamètres généralement utilisés sont : (6 ; 8 ; 10 ; 12 mm). Les ronds lisses sont utilisés en deux nuances (catégories), qui sont notées par : (FeE220 ou FeE215  $f_e = 215$  MPa) et (FeE240 ou FeE235  $f_e = 235$  MPa)

##### - Les aciers à haute adhérence (HA) :

Les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3 mm pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. Les diamètres ou les barres à haute adhérence utilisés sont : (6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40 mm). Les hautes adhérences se divisent en deux nuances : (FeE400  $f_e = 400$  MPa) et (FeE500  $f_e = 500$  MPa)

#### I.4.2.2-Module de déformation longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :

$$E_a = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91modifié99, Art A.2.2, 1})$$

#### I.4.2.3-Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

##### ► À l'Etat limite ultime (ELU) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91modifié99, Art A.2.1, 3})$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$$\left[ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Situation Courante} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Situation Accidentelle} \end{array} \right.$$

$\sigma_{st}$  : contrainte d'élasticité de l'acier en situation courante ; qui est donnée comme suit :

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les H.A}$$

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

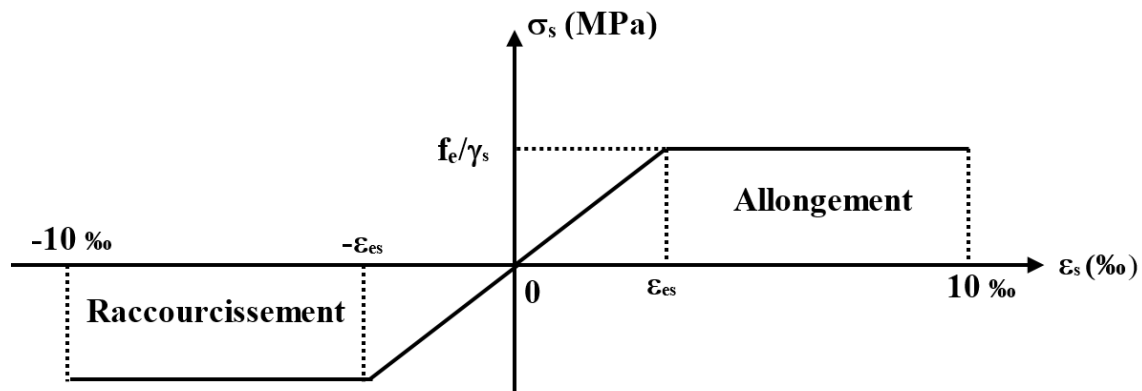


Figure I.3 : « Diagramme contraintes – déformations »

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

### ► À l'Etat limite de service (ELS)

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. On distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable :**

$\overline{\sigma}_{st}$  pas de limitation

- **Fissuration préjudiciable :** C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, 110\sqrt{\eta \cdot ftj}\right) \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art A.4.5, 33})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} \cdot f_e, 90\sqrt{\eta \cdot ftj}\right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,65$  pour les armatures à hautes adhérence (HA)

### **I.5 Protection des armatures : (BAEL91.Art A.7.1)**

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 1 cm** : si l'élément est situé dans un milieu couvert non exposé aux condensations
- **c ≥ 3 cm** : si l'élément est situé au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- **c ≥ 5 cm** : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposition à la mer...)

### **I.6 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté le projet d'étude qui consiste en un bâtiment **R+9** à usage d'habitation ; et on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

L'étude sera faite conformément en respectant les règles du « **BAEL91-modifiées 99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA-99/2003** » et les règles du « **CBA-93** »

# Chapitre II

---

## **Pré-dimensionnement des éléments**

---

## Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003 et du BAEL91 modifié 99. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du calcul.

## II.1 Pré dimensionnement des éléments :

### II.1.1-Les planchers :

Le plancher est un élément de la structure d'un bâtiment. Il s'agit d'un élément porteur horizontal qui prend appui sur les éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ou sur des éléments horizontaux (poutres).

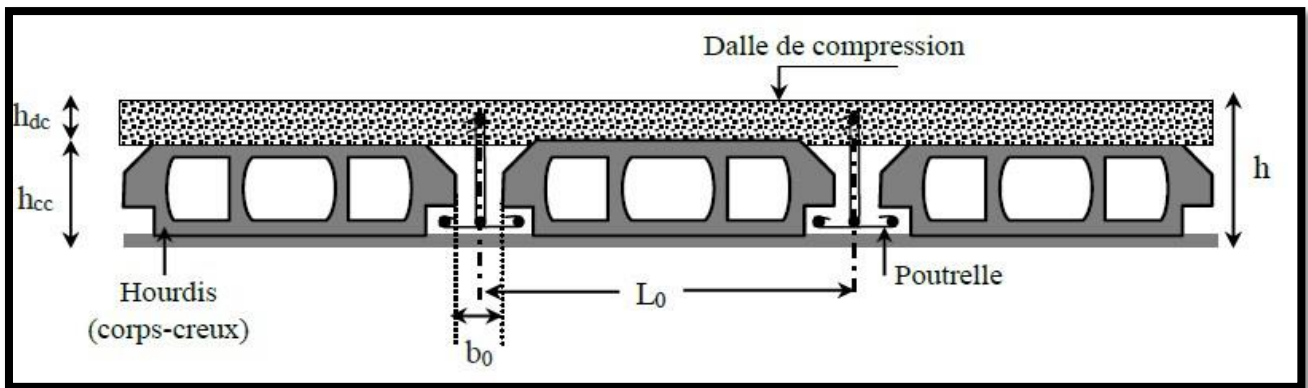


Figure II.1 : « Coupe d'un plancher en corps creux »

$h_{cc}$  : hauteur de corps creux.

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

$h_t$  : hauteur du plancher en corps creux ; donnée par la relation suivante :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{520}{22.5} = 23.11 \text{ cm} \quad (\text{BAEL91 modifié 99 / Art B 6.8,423})$$

$L_{max}$  : la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

$h_t$  : hauteur total des planchers.

On prend  $h = 24\text{cm}$  soit un plancher (20+4) cm qui sera valable pour tous les étages courants

- 20 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

## II.1.2-Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles)

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale  $h_t$  et la longueur  $b$  doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\text{Hauteur « h » : } \quad \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14 BAEL.91})$$

$$\text{Largeur « b » : } \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

$L_{max}$  : étant la portée libre de la plus grande travée considérée.

$h$  : la hauteur de la poutre et  $b$  la largeur de la poutre.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA exige les conditions telles que :

$$\left[ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

### a) Poutres principales :

Sachant que  $L_{max} = 550 - 30 = 520$  cm

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \quad 34.66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 45$  cm**

$$\text{La largeur } b \text{ est : } \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend :  **$b = 30$  cm**

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$h / b = 40 / 30 = 1.5 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

La section des poutres principales est donc :  **$(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$**

**b) Poutres secondaires :**

Sachant que  $L_{\max} = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \qquad 34.66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

On prend : **h = 45 cm**

La largeur b est :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$   $18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$

On prend : **b = 30 cm**

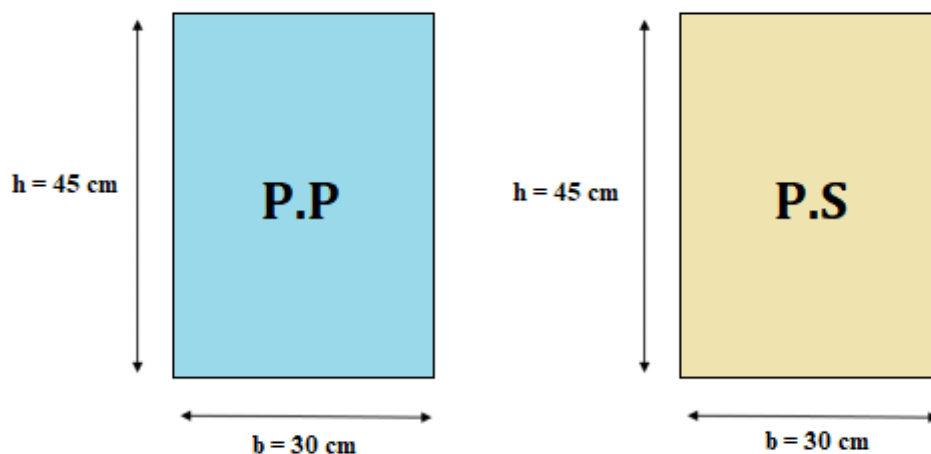
Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)

$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  **Condition Vérifiée**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  **Condition Vérifiée**

$h / b = 45 / 30 = 1.5 \leq 4$   $\longrightarrow$  **Condition Vérifiée**

La section des poutres secondaires est donc : **(b x h) = (30 x 45) cm<sup>2</sup>**



**Figure II.2 : « Dimensions des poutres principales et secondaires »**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- **Les Poutres Principales : (30x45) cm<sup>2</sup>**
- **Les Poutres Secondaires : (30x45) cm<sup>2</sup>**

### II.1.3-Les Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA99 /2003 article 7.7.1, les voiles doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4e$$

Avec L et e respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA99 version 2003 spécifie une épaisseur minimale de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :

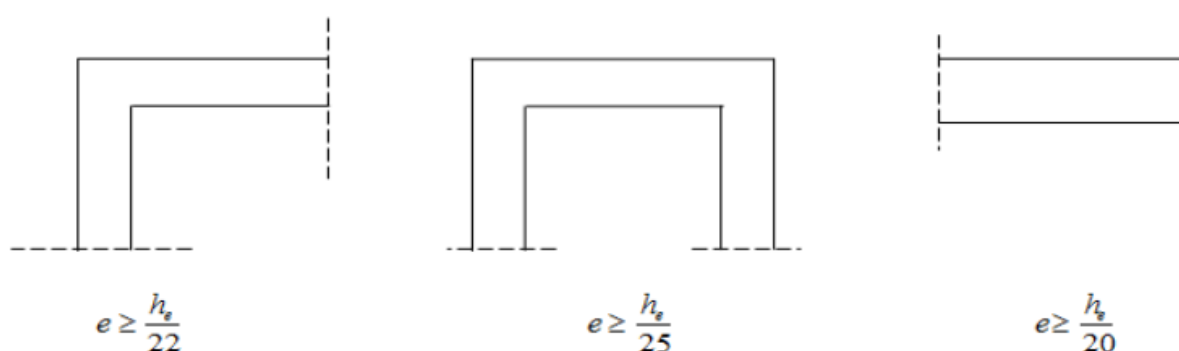


Figure II.3 : « Épaisseurs des voiles - coupe en élévation »

Dans notre projet, On a adopté le cas existant le plus défavorable

$$e \geq \frac{he}{20} \quad \text{Avec} \quad he = h - ep$$

$$ep : \text{Hauteur du plancher} \quad ep = 24 \text{ cm}$$

Pour le RDC :

$$H_{RDC} = 315 \text{ cm} \longrightarrow he = 315 - 24 = 291 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{291}{20} = 14.55 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend : } ep = 15 \text{ cm}$$

Pour les étages courants :

$$H_{\text{Etage}} = 315 \text{ cm} \longrightarrow he = 315 - 24 = 291 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{291}{20} = 14.55 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend : } ep = 15 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

On opte pour une épaisseur des voiles : **e = 15 cm** sur toute la hauteur de la structure

## II.1.4-Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Aussi, associés à des poutres pour former des portiques, ils sont destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité.

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous :

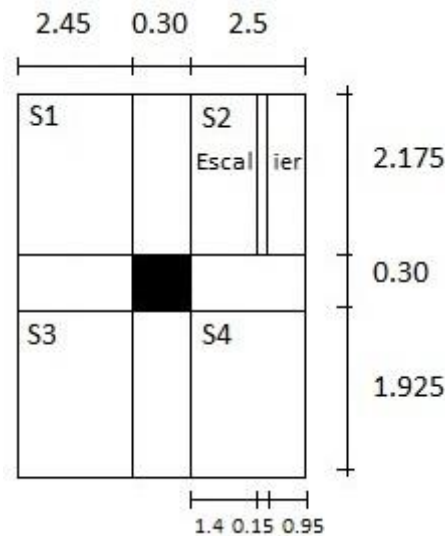


Figure II.4 : « La section du plancher pour le poteau le plus sollicité »

### A-Calcul les charges et surcharges revenant au poteau :

#### ► Poteau Central (C-5) :

D'après les règles de (C.B.A.93) et (B.A.E.L .91)

Les différents surfaces et volumes qui revenant au poteau sont :

$$S_t = 23.1 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} (\text{Etage Courant}) = 14.858 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} (\text{Terrasse}) = 20.295 \text{ m}^2$$

$$S_{D.P}(\text{volée}) = [(1.4+0.95) \times 2.175] = 5.111 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Poutre}} = [4.1 \times 0.3 + 4.95 \times 0.3] = 2.715 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{Poutre}} = [4.1 \times 0.3 \times 0.45 + 4.95 \times 0.3 \times 0.45] = 1.222 \text{ m}^3$$

$$S_{\text{Poteau}} = 0.09 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Poteau}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 0.284 \text{ m}^3$$

$$S_{\text{Mur-extérieur}} = ((2.45+2.175) \times 2.7+2.75 \times 2.91) = 20.49 \text{ m}^2$$

## B-Evaluation des charges et surcharges :

### ➤ Charges permanentes :

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

#### 1) Plancher :

##### - Plancher étage courante :

Tableau II.1 : Les charges permanentes d'un plancher accessible en corps creux (DTR)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.03	22	0,66
Couche de sable	0.03	18	0,54
Plancher en corps creux	0.24	13.33	3.20
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloison en brique creuses	0.10	9	0.90
			<b>Σ = 5.90</b>

##### - Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : Les charges permanentes d'un plancher inaccessible en corps creux (DTR)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Couche de gravier	0.05	20.00	1.00
Étanchéité multi couche	0.02	6.00	0,12
Forme de pente en béton	0.07	22.00	1,54
Feuille de polyane	/	0.01	0,01
Isolation thermique	0.4	4.00	0.16
Plancher en corps creux	0.24	13.33	3.20
Enduit en Plâtre	0.02	10.00	0,20
			<b>Σ= 6.23</b>

**2) Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :**

**Tableau II.3 : Les charges permanentes d'un mur extérieur (DTR)**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Mortier de ciment	0.02	18	0,36
Brique Creuse	0.10	9	0,90
Lame d'air	0.05	/	/
Brique Creuse	0.10	9	0,90
Enduit de Ciment	0.02	10	0,20
			<b>Σ = 2,36</b>

- **Murs intérieur :**

**Tableau II.4 : Les charges permanentes d'un mur intérieur (DTR)**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit de Plâtre	0.02	10	0,20
Brique Creuse	0.10	09	0.90
Enduit de Plâtre	0.02	10	0,20
			<b>Σ = 1.30</b>

### 3) Balcon :

Tableau II.5 : Les charges permanentes d'un balcon (DTR)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de Pose	0.02	20	0,40
lit de Sable	0.02	18	0,36
Dalle Pleine	0.15	25	3,75
Enduit en Ciment	0.02	22	0,44
			<b>Σ= 5,39</b>

### 4) Escalier :

#### - Paliers :

Tableau II.6 : Les charges permanentes d'un escalier (DTR)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de Pose	0.02	20	0,40
Lit de Sable	0.02	18	0,36
Palier	0.20	25	5
Enduit en Ciment	0.015	18	0,27
			<b>Σ= 6.47</b>

#### - Volée (Paillasse) :

Tableau II.7 : Les charges permanentes d'une volée (DTR)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Marches	0.17/2	25	2.125
Paillasse	0.20/cos(α)	25	5.98
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	18	0,27
Gard corps	0.6	10	0.60
			<b>Σ= 10.175</b>

## 5) Les Voiles :

Tableau II.8 : Les charges permanentes d'un voile (DTR)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
Poids Propre de Voile	0.20	25	05
Enduit de Plâtre	0.02	10	0,2
Enduit en Ciment	0.02	18	0,36
			<b>Σ= 5,56</b>

### ➤ Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.22 comme suit :

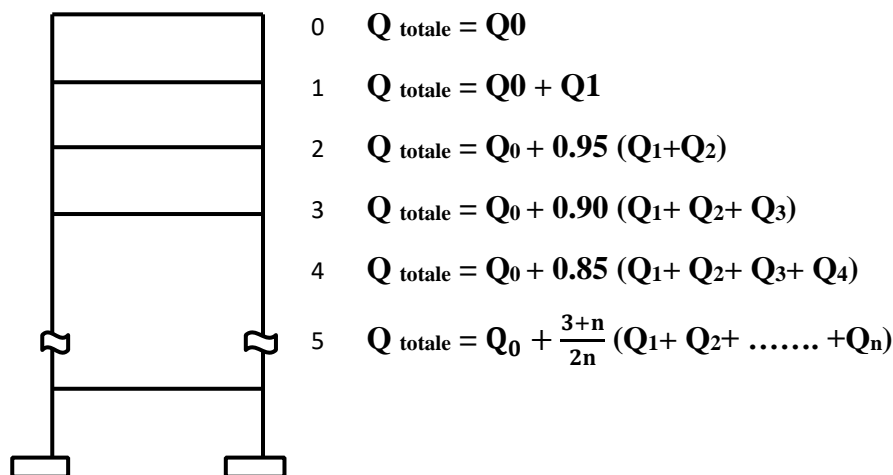
Tableau II.9 : Les surcharges d'exploitation des différents éléments

Plancher terrasse inaccessible	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Plancher à usage d'habitation	1.50 kN/m <sup>2</sup>
Balcon	3,50 kN/m <sup>2</sup>
Escalier	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Acrotère	1.00 kN/m <sup>2</sup>

### C- Descente de charges :

#### - Calcul des surcharges d'exploitation NQ selon la loi de dégression :

Les règles de BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou l'occupation des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendant.



La loi de dégression est :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  Pour  $n > 5$

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation à la terrasse

$Q_i$  : Surcharge d'exploitation de l'étage  $i$

$Q_n$  : Surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  » et en tenant compte de la dégression des surcharges

$N$  : Numéro de l'étage du haut vers le bas

Tableau II.10 : Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67

#### ► Calcul de la surcharge d'exploitation NQ :

Tableau II.11 : Les surcharges d'exploitation NQ

Niveaux des planchers	Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (kN/m <sup>2</sup> )	NQ (kN)	$\Sigma$ NQ (kN)
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	23.10	23.10
P9	$Q_1$	$\Sigma_7 = Q_0 + Q_1$	35.06	58.16
P8	$Q_2$	$\Sigma_1 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	35.06	86.72
P7	$Q_3$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	35.06	117.77
P6	$Q_4$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	35.06	142.31
P5	$Q_5$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	35.06	163.35
P4	$Q_6$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	35.06	180.88
P3	$Q_7$	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	35.06	197.63
P2	$Q_8$	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_7 + Q_8)$	35.06	216.65
P1	$Q_9$	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_8 + Q_9)$	35.06	234.53

► Calcul de charge permanente NG :

Tableau II.12 : Les charges permanentes NG

	Terrasse			Etage		
	G	S ou L	NG	G	S ou L	NG
<b>Plancher</b>	6.23	20.29	126.43	Corps Creux 5.90 Dalle pleine (Volée) 10.175	14.85  5.11	87.66  52.00
<b>Poutre Principal</b>	0.30x0.45x25	04.95	16.71	0.30x0.45x25	04.95	16.71
<b>Poutre Secondaire</b>	0.30x0.45x25	04.10	13.84	0.30x0.45x25	04.10	13.84
<b>Mur Extérieur</b>	/	/	/	2.36	20.49	48.36
<b>Poteau</b>	/	/	/	25	0.284	7.10
			$\Sigma = 156.98 \text{ kN}$			$\Sigma = 225.67 \text{ kN}$

Tableau II.13 : Récapitulatif des sections des poteaux centraux

Niveau	NG (kN)	NG Cumulé (kN)	NQ (kN)	NQ Cumulé (kN)	Ns = NG Cumulé + NQ (kN)	$S_t = N/\sigma_{bc}$ S <sub>trouvé</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>Adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
P9	156.98	156.98	23.10	23.1	180.08	120.05	30x30
P8	225.67	382.66	35.06	58.16	440.82	293.88	30x30
P7	225.67	608.33	35.06	89.72	698.05	465.36	30x30
P6	225.67	843.00	35.06	117.77	960.77	640.51	30x30
P5	225.67	1059.67	35.06	142.31	1201.99	801.32	40x40
P4	225.67	1285.34	35.06	163.35	1448.70	965.80	40x40
P3	225.67	1511.02	35.06	180.88	1691.90	1127.93	40x40
P2	225.67	1736.69	35.06	197.36	1934.06	1289.37	50x50
P1	225.67	1962.36	35.06	216.65	2179.01	1452.67	50x50
RDC	225.67	2188.03	35.06	234.53	2422.57	1615.04	50x50

Après les calculs finale on adopte les sections des poteaux aux tableaux ci-dessous :

Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux

Niveaux	Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )
6ème jusqu'au 9ème étage	30x30
3ème jusqu'au 5ème étage	40x40
RDC jusqu'au 2ème étage	50x50

**D- Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 (art 7.4.1) :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone de moyenne sismicité doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$  en zone I et II
- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$  en zone III
- $\text{Min}(b, h) \geq H/20$
- $0.25 < b/h < 4$

**RDC (50x50) :**

$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$	$\implies \text{Min}(50, 50) = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$\text{Min}(b, h) \geq H_{\text{RDC}}/20$	$\implies \text{Min}(50, 50) = 50\text{cm} \geq 315/20 = 15.75\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$0.25 < b/h < 4$	$\implies 0.25 < 50/50=1 < 4$	<b>Condition Vérifiée</b>

**1er et 2eme étage (50x50) :**

$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$	$\implies \text{Min}(50, 50) = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$\text{Min}(b, h) \geq H_{\text{RDC}}/20$	$\implies \text{Min}(50, 50) = 50\text{cm} \geq 315/20 = 15.75\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$0.25 < b/h < 4$	$\implies 0.25 < 50/50=1 < 4$	<b>Condition Vérifiée</b>

**3ème jusqu'au 5ème étage (40x40) :**

$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$	$\implies \text{Min}(40, 40) = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$\text{Min}(b, h) \geq H_{\text{ETAGE}}/20$	$\implies \text{Min}(40, 40) = 40\text{cm} \geq 315/20 = 15.75\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$0.25 < b/h < 4$	$\implies 0.25 < 40/40=1 < 4$	<b>Condition Vérifiée</b>

**6ème jusqu'au 9ème étage (30x30) :**

$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$	$\implies \text{Min}(30, 30) = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$\text{Min}(b, h) \geq H_{\text{ETAGE}}/20$	$\implies \text{Min}(30, 30) = 30\text{cm} \geq 315/20 = 15.75\text{cm}$	<b>Condition Vérifiée</b>
$0.25 < b/h < 4$	$\implies 0.25 < 30/30=1 < 4$	<b>Condition Vérifiée</b>

### E- Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.7L_0$ )

$L_0$  : Hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

$S$  : Section transversale du poteau

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau :

( $I = \frac{b \times h^3}{12}$  Pour une section rectangulaire ;  $I = \frac{b^4}{12}$  Pour une section carrée)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7\sqrt{12} \frac{L_0}{b} = 2.425 \frac{L_0}{b}$$

Tableau II.15 : Vérification au flambement

Niveaux	Poteaux (bxh)	Conditions	Valeur Calculée	Observation
6ème – 9ème	30x30	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	25.463 < 50	Condition Vérifiée
3ème – 5ème	40x40	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	19.097 < 50	Condition Vérifiée
RDC – 2ème	50x50	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	15.278 < 50	Condition Vérifiée

### II.2 Conclusion :

Le pré dimensionnement est une étape très importante dans l'étude de la structure, permettant de déterminer des dimensions assurant, au même temps, la résistance et l'économie.

La descente des charges nous a aidés à évaluer les charges et les surcharges de tous les éléments des différents niveaux de la structure.

# Chapitre III

---

## **Calcul des éléments secondaires**

---

### Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action de charges permanentes et de surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers en corps creux.
- Les balcons en dalle pleine.
- Les escaliers et la poutre palière.
- La cage d'ascenseur.

### III.1 l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, dont il forme un écran évitant toute chute. Il est assimilé à une console encadrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort « G » dus à son poids propre et à un effort horizontal « Q » dus à la main courante qui engendre un moment « M » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le ferrailage sera calculé en flexion composée pour une bonde de 1 mètre de longueur.

#### Dimension de l'Acrotère :

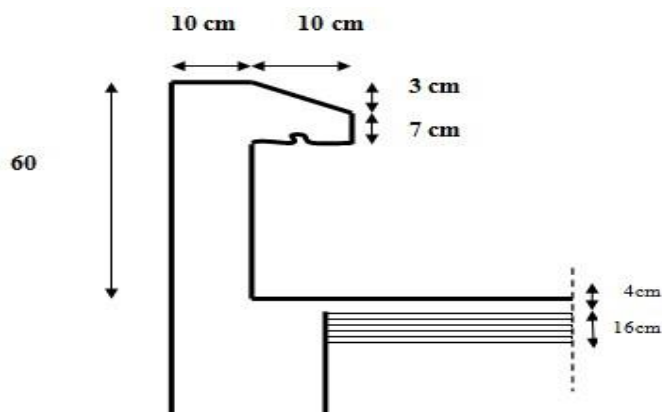


Figure III.1 : « Coupe verticale de l'acrotère »

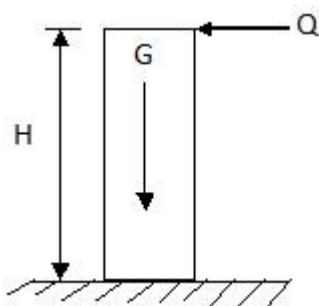


Figure III.2 : « Schéma statique de l'acrotère »

### III.1.1-Détermination des sollicitations :

- Effort normal du au Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S$$

$\rho$  : Masse volumique du béton.

$S$  : Section transversale.

$$G = 25 \times [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03/2)]$$

$$G = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

$$\text{D'où : } N = G \times 1 \text{ ml ; } N = 1.7125 \text{ kN}$$

- Effort horizontal :

$$Q = 1 \text{ kN}$$

- Moment de renversement « M » dus à l'effort horizontal :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = 0.6 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts interne :

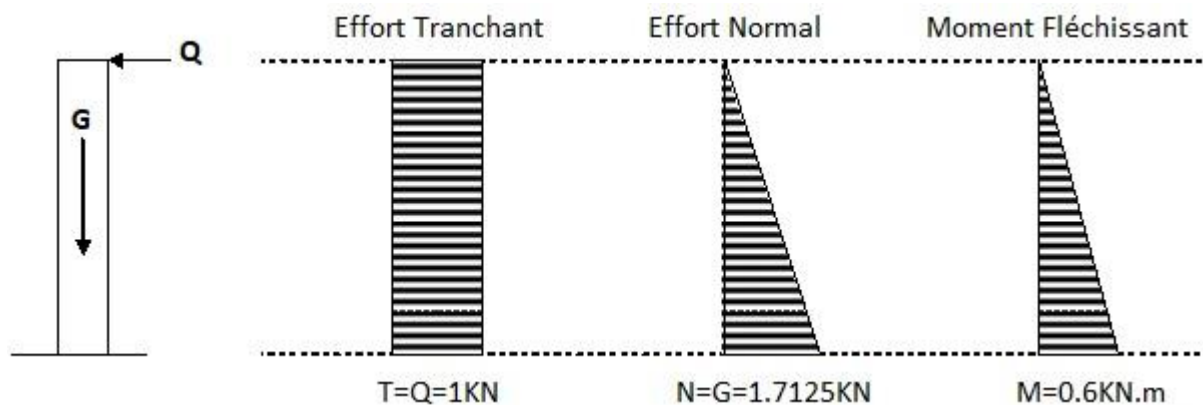


Figure III.3 : « Diagramme des efforts internes »

### III.1.2-Combinaison des charges :

- **A L'état limite ultime ELU :**

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{Art A.3.3-2-1 du BAEL 91})$$

- Effort normal de compression dû au poids propre :

$$N_u = 1.35x G \quad N_u = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ kN/ml}$$

- Effort horizontal dû à la main courante :

$$V_u = 1.50 \times Q \quad V_u = 1.50 \times 1 = 1.50 \text{ kN/ml}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_u = 1.50 \times M_Q$$

$$M_u = 1.50 \times 0.60 = 0.90 \text{ kN/ml}$$

- **A L'état limite de service ELS :**

$$G + Q \quad (\text{Art A.3.3-3 du BAEL 91})$$

- Effort normal de compression dû au poids propre :

$$N_s = G \quad N_s = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

- Effort horizontal dû à la main courante :

$$V_s = Q \quad V_s = 1 \text{ kN/ml}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_s = M_Q \quad M_s = 0.60 \text{ kN/ml}$$

### III.1.3-Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, on considérant une section rectangulaire de hauteur «  $h = 100 \text{ cm}$  » et de largeur «  $b = 10 \text{ cm}$  », soumise à un effort normal «  $N$  » et un moment renversant «  $M$  ».



Figure III.4 : « Section de l'acrotère soumise à la flexion composée »

Avec :

$$C : \text{Enrobage } (c = 3 \text{ cm}) \quad ; \quad d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

#### Calcul à l'ELU :

##### Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$e_u$  : Excentricité.

$M_u$  : Moment dus à la compression.

$N_u$  : Effort de compression.

$C_p$  : Centre de pression.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = 38.9 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression ( $C_p$ ) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$  puis en flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

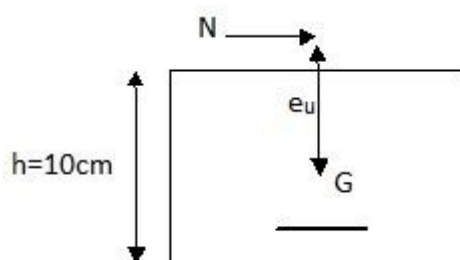


Figure III.5 : « Schémas statique des distances »

#### Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left( e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2.312 \times \left( 38.9 + \frac{10}{2} - 3 \right) = 2.312 \times 40.9$$

$$M_f = 94.561 \text{ kN.cm}$$

- **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{945610}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0136$$

$$\mu = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{La section est simplement armée SSA})$$

#### Calcul des armatures fictives en flexion simple :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \sigma_{st} d}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.017 = 0.9932 \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0136}) = 0.017$$

$$A_{stf} = \frac{945610}{0.9932 \times 348 \times 70} = 39.08 \text{ mm}^2 \quad \text{Donc} \quad A_{stf} = 0.3908 \text{ cm}^2$$

#### Calcul des armatures réelles en flexion composée :

$$A_s = A_{stf} - A'_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 0.3908 - \frac{2312}{348 \times 10^2} = 0.324 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.324 \text{ cm}^2$$

### III.1.4-Vérification a l'ELU :

► **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad ; \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.350 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \times 100 \times 7 \times \frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_s = 0.324 \text{ cm}^2$$

Remarquons que :

$A_s < A_{\min}$  la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$

► **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

► **Vérification aux cisaillements : (BAEL modifié 99/Art A.5.1)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 ; 4 \} \text{ Mpa} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ Mpa} \ll \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires)

► **Vérification de l'adhérence des barres :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement droit.

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**a) Longueur de scellement droit : (BAEL modifié 99/ A.6.1.21)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

**b) Vérification des espacements des barres : (BAEL modifié 99/Art A.8.2,42)**

Armatures principales :

$$St = 20\text{cm} < St = \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$St = 25\text{cm} < St = \min(4h, 45\text{cm}) = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

### III.1.5-Vérification à l'ELS :

#### a) Vérification des contraintes dans L'acier :

L'acrotère est soumis aux intempéries, donc on considère le cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les HA de  $\varnothing \geq 6$  mm

On aura :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.667; 201.633\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$$

Calcul de  $\sigma_{st}$  :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} ; A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.359 = 0.360 \longrightarrow \beta = 0.907 \longrightarrow k = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.651 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

#### b) Vérification des contraintes dans le béton :

Les contraintes dans le béton doivent vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite du béton à la compression considéré à l'ELS.

On a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{37.651}{38.76} = 0.971 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.971 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

#### c) Vérification de l'acrotère au séisme :

On doit vérifier que la résultante des forces horizontales de calcul «  $F_P$  » doit être inférieure à l'action de la main courante «  $Q$  »

Sachant que :  $F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage. (Groupe d'usage 2 , Zone Sismique III ==>  $A = 0,25$ )

**$C_P$**  : facteur de force horizontale pour un élément secondaire, variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du **(RPA99-V2003)** ; Dans notre cas  $C_P = 0.3$

**$W_P$**  : poids de l'élément secondaire (acrotère) ;  $W_P = G = 1.7125 \text{ kN}$

On aura donc :

$F_P = 4 \times (0.25) \times (0.3) \times (1.7125) / 1\text{ml} = 0.513 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$       **Condition Vérifiée**

#### **Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **5 HA 8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20 cm**
- Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25 cm**

## III.2 Calcul des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux et d'une dalle de compression (20+4) [cm], reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

### III.2.1-Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520). Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

#### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_T \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{avec} \quad L = 65 \text{ cm}$$

L : distance entre axes des poutrelles

$$A_T \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour  $A_T = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

#### b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_T}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour  $A_{//}=5T4=0.63 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

### Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4× 4× 200 × 200) mm<sup>2</sup>

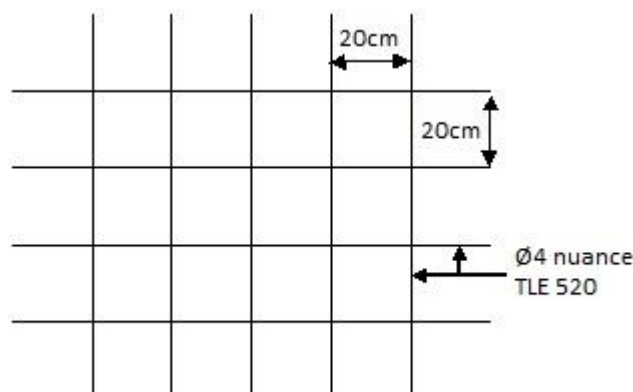


Figure III.6 : « Treillis soudé de 20x20 cm »

### III.2.2-Étude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et son calcul se fait en deux étapes ; avant et après coulage de la dalle de compression.

#### a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

#### b) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

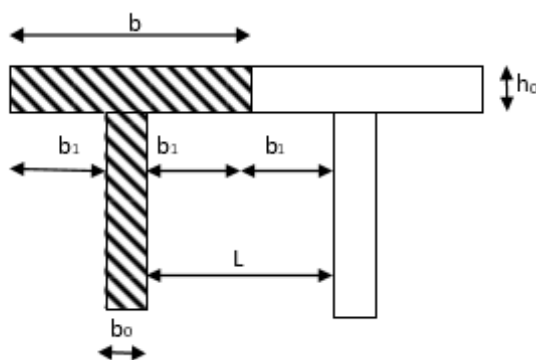


Figure III.7 : « Surfaces revenant aux poutrelles »

$b = 65\text{cm}$  : distance entre axes de deux poutrelles.

$b_0 = 12\text{cm}$  : largeur de la poutrelle.

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

$b_1$  : est le débord.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

- **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids des ouvriers.

Avec :  $l = 65$  cm (largeur de l'hourdis)

**Poids propre de la poutrelle :**  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$  kN/ml

**Poids du corps creux :**  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$  kN/ml

**Surcharge due à l'ouvrier :**  $Q = 1$  kN/ml

- **Combinaisons de charges :**

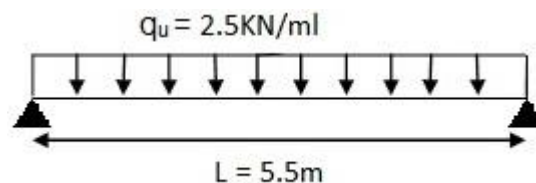
Charge permanente :  $G = 0.12 + 0.62 = 0.74$  kN/ml

Charge d'exploitation :  $Q = 1$  kN/ml

- **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$



- **Calcul de Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.5^2}{8} = 9.453 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant sur appuis :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.5}{2} = 6.875 \text{ kN}$$

- **Ferraillage de la poutrelle :**

Soit l'enrobage :  $c = 2$  cm

La hauteur utile :  $d = h - c = 4 - 2 = 2$  cm

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{9.453 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 13.869 \quad \longrightarrow \quad \mu_u = 13.869 \gg \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SDA}$$

### Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

- **2ème étape Après le coulage de dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

- **Les charges supportées par la poutrelle :**

**Plancher étage courant :**  $G = 5.9 \times 0.65 = 3.835 \text{ kN/ml}$

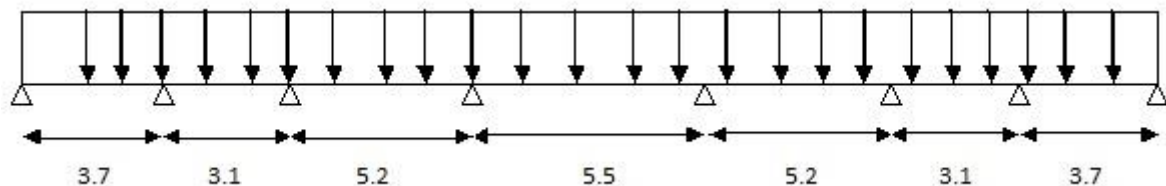
**Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

- **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

On a une poutre sur neuf appuis ; on aura donc :



a) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ ml

$$Q = 0.975 \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/ml}) \quad ; \quad 2xG = 2x3.835 = 7,67 \text{ kN /ml}$$

1)  $Q = 0,975 \leq \max(7,67 \text{ kN/ml ; } 5 \text{ kN/ml}) \quad \longrightarrow \quad \text{La Condition est vérifiée}$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées **La Condition est vérifiée**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **125** :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

**Tableau III.1 : Les portées successives des travées**

Travée	Longueur $L_i$ (m)	$L_i / L_{i+1}$	Conclusion
1-2	3.7	1	Condition Vérifiée
2-3	3.1	1.19	Condition Vérifiée
3-4	5.2	0.7	Condition Non Vérifiée
4-5	5.5	0.95	Condition Vérifiée
5-6	5.2	1.06	Condition Vérifiée
6-7	3.1	1.68	Condition Non Vérifiée
7-8	3.7	0.84	Condition Vérifiée

**Conclusion :**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable

On utilise la méthode des trois moments.

#### b) Principe de la méthode des trois moments :

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra la section simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur  $L=0$ .

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

- **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[ \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

- **En travée :**

$$M_{(x)} = q_u \frac{L_{i+1}}{2} x - q_u \frac{x^2}{2} + M_i + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \right) x$$

La position du moment maximum :  $\frac{dm(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u L_{i+1}}$

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

**Au niveau d'un appui « i » :**

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

**Au niveau d'un appui « i+1 » :**

$$T_i = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

- **Combinaison de charge :**

A L'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.835 + 1.5 \times 0.975 = 6.64 \text{ kN/ml}$

A L'ELS :  $q_s = G + Q = 4.81 \text{ kN/ml}$

- Moments aux appuis :

Tableau III.2 : Moments aux appuis (l'ELU)

Appuis	$l_i$	$l_{i+1}$	$q_i=q_{i+1}$	$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[ \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$	$M_i$ (KN.m)
1	0	3.7	6.64	$7.4M_1+3.7M_2 = -84.084$	-8.9
2	3.7	3.1	6.64	$3.7M_1+13.6M_2+3.1M_3 = -133.537$	-4.93
3	3.1	5.2	6.64	$3.1M_2+16.6M_3+5.2M_4 = -282.862$	-10.84
4	5.2	5.5	6.64	$5.2M_3+21.4M_4+5.5M_5 = -509.592$	-16.85
5	5.5	5.2	6.64	$5.5M_4+21.4M_5+5.2M_6 = -509.592$	-16.85
6	5.2	3.1	6.64	$5.2M_5+16.6M_6+3.1M_7 = -282.862$	-10.84
7	3.1	3.7	6.64	$3.1M_6+13.6M_7+3.7M_8 = -133.537$	-4.93
8	3.7	3.7	6.64	$3.7M_7+7.4M_8 = -84.084$	-8.9

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées :

- Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = M_8 = (-8.9) - [(1/3) \times (-8.9)] = -5.933 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_7 = (-4.93) - [(1/3) \times (-4.93)] = -3.287 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_6 = (-10.84) - [(1/3) \times (-10.84)] = -7.227 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = M_5 = (-16.85) - [(1/3) \times (-16.85)] = -11.233 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments maximaux en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_i + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \right)$$

**Tableau III.3 : Moments en travées (l'ELU)**

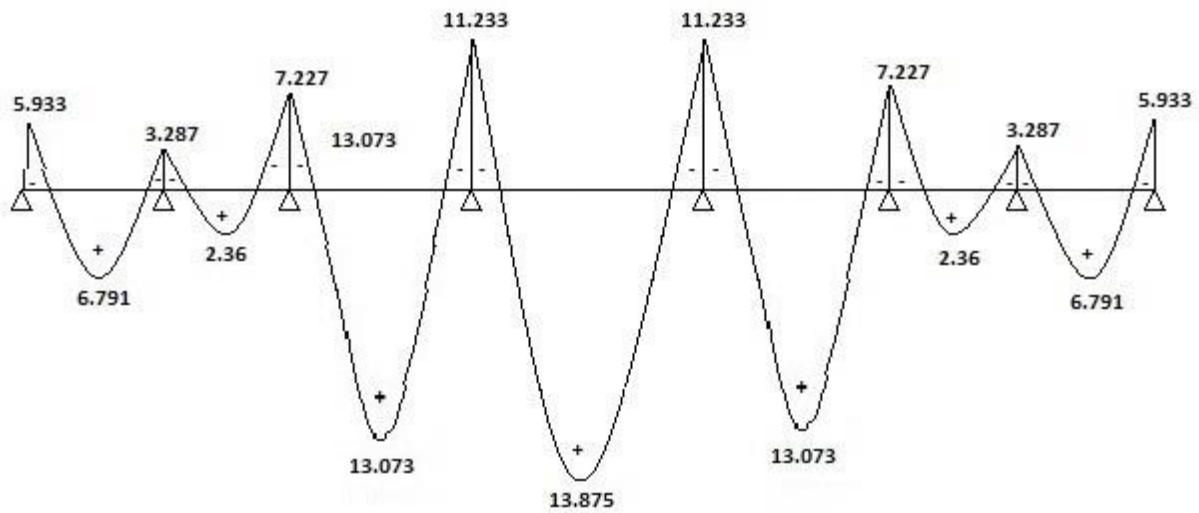
Travée	L (m)	q <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i+1</sub> (kN.m)	X (m)	M <sub>t</sub> (x) (kN.m)
1-2	3.7	6.64	-5.933	-3.287	1.95	<b>6.791</b>
2-3	3.1	6.64	-3.287	-7.227	1.74	<b>2.36</b>
3-4	5.2	6.64	-7.227	-11.233	2.72	<b>13.073</b>
4-5	5.5	6.64	-11.233	-11.233	2.75	<b>13.875</b>
5-6	5.2	6.64	-11.233	-7.227	2.72	<b>13.073</b>
6-7	3.1	6.64	-7.227	-3.287	1.74	<b>2.36</b>
7-8	3.7	6.64	-3.287	-5.933	1.95	<b>6.791</b>

- Calcul des efforts tranchants :

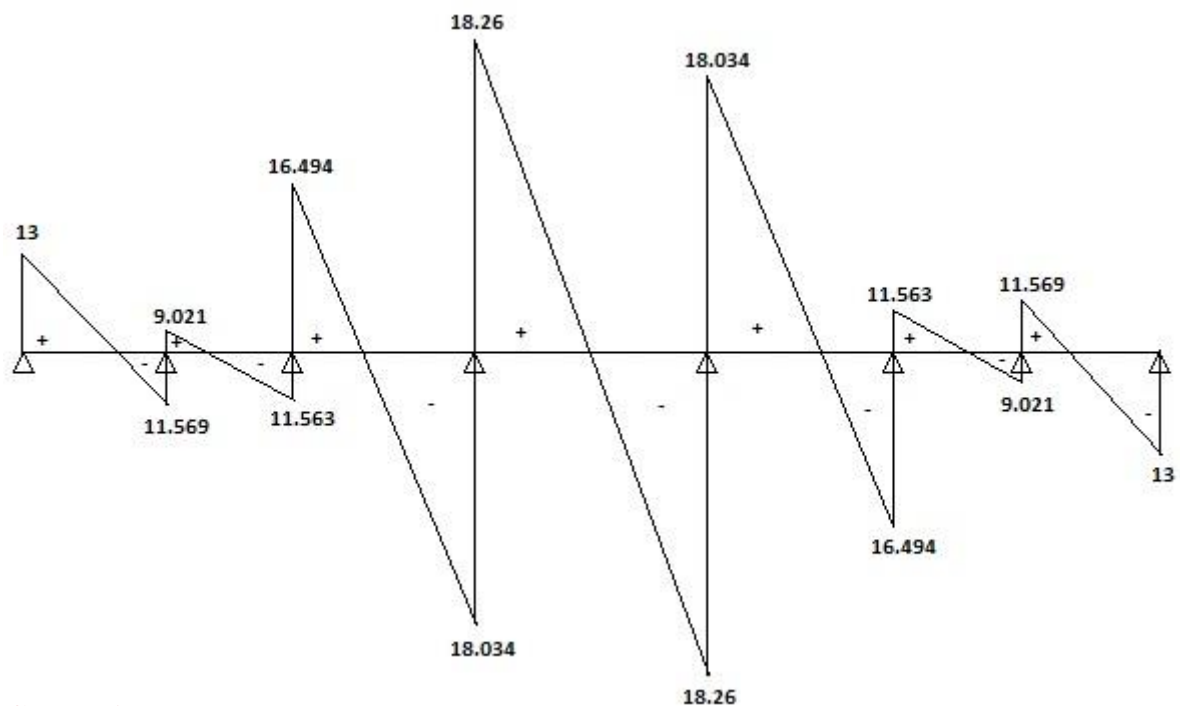
**Tableau III.4 : Efforts tranchants (l'ELU)**

Travée	L (m)	q <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i+1</sub> (kN.m)	V(x) (kN)	
					X = 0	X = L
1-2	3.7	6.64	-5.933	-3.287	<b>13</b>	<b>-11.569</b>
2-3	3.1	6.64	-3.287	-7.227	<b>9.021</b>	<b>-11.563</b>
3-4	5.2	6.64	-7.227	-11.233	<b>16.494</b>	<b>-18.034</b>
4-5	5.5	6.64	-11.233	-11.233	<b>18.26</b>	<b>-18.26</b>
5-6	5.2	6.64	-11.233	-7.227	<b>18.034</b>	<b>-16.494</b>
6-7	3.1	6.64	-7.227	-3.287	<b>11.563</b>	<b>-9.021</b>
7-8	3.7	6.64	-3.287	-5.933	<b>11.569</b>	<b>-13</b>

**Le diagramme de moments fléchissant**



**Le diagramme des efforts tranchants**



**Conclusion :**

Les moments max sur appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 13.875 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 11.233 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant max est :

$$V_u^{\max} = 18.26 \text{ kN}$$

### III.2.3-Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

#### a) Armatures longitudinales :

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 13.875 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 11.233 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad h = 24 \text{ cm} \quad ; \quad d = 22 \text{ cm}$$

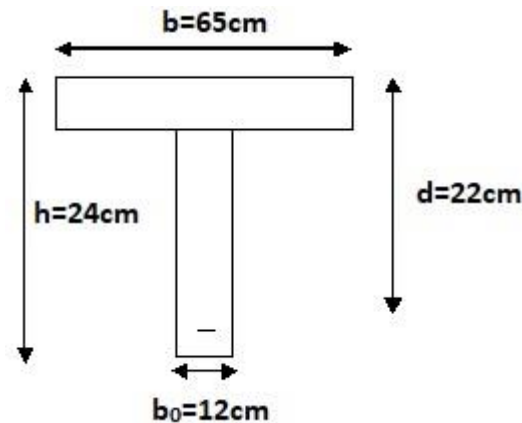


Figure III.8 : « Section de la poutre en Té »

#### 1) Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=24\text{cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{11.233 \times 10^6}{120 \times 220^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\mu_u = 0.136 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.136 \longrightarrow \alpha = 0.183 \longrightarrow \beta = 0.927$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.233 \times 10^5}{0.927 \times 22 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.583 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 2\text{HA12} = 2.262 \text{ cm}^2$$

2) En travées :

Moment équilibré par la table de compression  $M_0$  :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{Avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 73.84 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 73.84 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 13.875 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression

**Conclusion :**

la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 24) \text{ cm}^2$

• Sections d'armatures :

Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.875 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$\mu_u = 0.031 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.136 \longrightarrow \alpha = 0.039 \longrightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.875 \times 10^5}{0.984 \times 22 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.843 \text{ cm}^2$$

**Remarque**

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit :  $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.262 \text{ cm}^2$

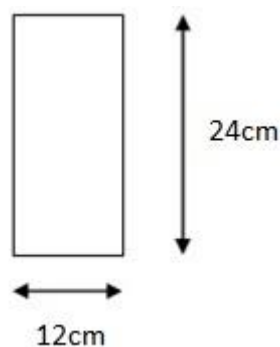


Figure III.9 : « Coupe schématique de la poutrelle (Appuis) »

#### b) Armatures Transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{24}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right) = 0.686 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons un cadre de  $\phi_8$  avec  $A_{st} = 2HA8 = 1.006 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures :**

Est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 22 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 19.8 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad St = 20 \text{ cm}$$

#### **Conclusion**

Aux appuis : **2HA12 = 2.262 cm<sup>2</sup>**

En travée : **2HA12 = 2.262 cm<sup>2</sup>**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.006 cm<sup>2</sup>**

### III.2.4-Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton de la section minimale : (ArtB.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)**

- **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400} < A_{ad}$$

$$A_{st}^{\min} = 1.727 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.262 \text{ cm}^2$$

**Condition Vérifiée**

- **En travée :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400} < A_{ad}$$

$$A_{st}^{\min} = 1.727 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.262 \text{ cm}^2$$

**Condition Vérifiée**

- **Vérification aux cisaillements : (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$V_u = V_{\max} = 18.26 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{18.26 \times 1000}{120 \times 220} = 0.692 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.692 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

- **Vérification de contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)**

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement droit ;  $\Psi_s = 1.5$  (HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times \pi \times 12 = 75.398 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.26 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 75.398} = 1.223 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times \pi \times 12 = 75.398 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.26 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 75.398} = 1.223 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- ▶ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) : (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On Prend  $L_s=45 \text{ cm}$

#### **Remarque :**

La longueur d'ancrage  $L_s$  dépasse la largeur de la poutre, on adoptera un crochet normal, donc on substitue à  $L_c$  la longueur d'ancrage.

$$L_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

### III.2.5-Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.64 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G+Q = 4.81 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = 0.724$$

- **Calcul des moments fléchissant :**
- **Les moments aux appuis :**

**Tableau III.5 : Moments aux appuis (l'ELS)**

Appuis	Moments
1	-4.295
2	-2.38
3	-5.232
4	-8.133
5	-8.133
6	-5.232
7	-2.38
8	-4.295

- **Les moments en travée :**

**Tableau III.6 : Moments en travées (l'ELS)**

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Moments	4.912	1.709	9.465	10.046	9.465	1.709	4.912

- **Aux Appuis :**

- ▶ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 2HA12 = 2.262 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 2.262 \text{ cm}^2 ; M_a^{\max} = 8.133 \text{ kN.m} ; d = 22 \text{ cm}$$

$$\beta_1 : \text{ est en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.262}{12 \times 22} = 0.99$$

$$\beta_1 = 0.861 ; k_1 = 20.97 \rightarrow \text{A partir des tableaux d'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.133 \times 10^6}{0.861 \times 220 \times 2.262 \times 10^2} = 189.816 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- ▶ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{20.97} = 0.048$$

$$\sigma_{bc} = 0.048 \times 189.816 = 9.111 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.111 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **En Travée :**

- ▶ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 2HA12 = 2.262 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 2HA12 = 2.262 \text{ cm}^2 ; M_a^{\max} = 10.046 \text{ kN.m} ; d = 22 \text{ cm}$$

$$\beta_1 : \text{ est en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.262}{12 \times 22} = 0.99$$

$$\beta_1 = 0.861 ; k_1 = 20.97 \rightarrow \text{A partir des tableaux d'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.046 \times 10^6}{0.861 \times 220 \times 2.262 \times 10^2} = 234.463 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- ▶ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{20.97} = 0.048$$

$$\sigma_{bc} = 0.048 \times 234.463 = 11.254 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.254 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**Conclusion :**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

- **État limite d'ouverture des fissures :**

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **État limite de déformation : (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\blacktriangleright \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

h : Hauteur totale (24cm).

l : Longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : Hauteur utile de la section droite.

M<sub>0</sub> : Moment fléchissant maximal de la travée isostatique.

M<sub>t</sub> : Moment fléchissant maximal en travée.

A : Section d'armatures.

b<sub>0</sub> : Largeur de nervure.

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4.81 \times \frac{5.5^2}{8} = 18.188 \text{ kN.m}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} = \frac{24}{550} = 0.044 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{10.046}{15 \times 18.188} = 0.037 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\blacktriangleright \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.262}{12 \times 22} = 0.0087 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} = \frac{24}{550} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**Donc** : les conditions sont toutes vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas obligatoire.

### Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **2HA12 = 2,262 cm<sup>2</sup>**

Armatures en appuis : **2HA12 = 1.262 cm<sup>2</sup>**

Armatures transversales : **2HA8 = 1.006 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de St = 20 cm**

### III.3 Les balcons :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

#### III.3.1-Dimensionnement des balcons :

Largeur:  $L = 1.35 \text{ m} = 135 \text{ cm}$

Épaisseur du balcon :  $e \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm}$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

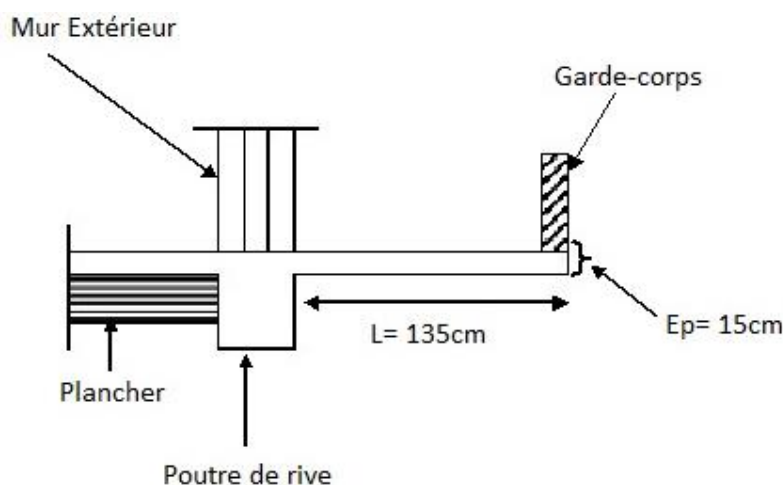


Figure III.10 : « Schéma du balcon »

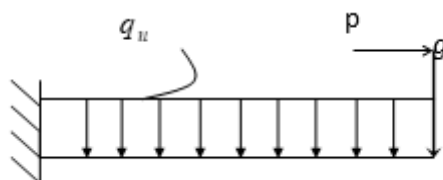


Figure III.11 : « Schéma statique du balcon »

#### III.3.2-Détermination des charges et surcharges de la console :

- Surcharge d'exploitation : D'après le DTR  $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$
- Charges permanentes :  $G_1 = 5.39 \text{ kN/m}^2$  ( Déterminés dans le chapitre II )
- Charges permanentes de garde-corps :

Tableau III.7 : Les charges permanentes de garde-corps

Éléments	Épaisseur(m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Brique ( $e_p=0.1\text{m}$ )	0.1	9	0.9
Enduit de ciment	0.04	22	0.88
Somme (g)			$G_2 = 1.78$

### III.3.3-Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

**La dalle :**  $q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5 Q) \times 1m = [(1.35 \times 5.39) + (1.5 \times 3.5)] \times 1m = 12.527 \text{ kN/ml}$

**Le garde-corps :**  $q_{u2} = (1.35 \times G_2) \times 1m \times 1.5m = 1.35 \times 1.78 \times 1.5 = 3.605 \text{ kN}$

- A l'ELS :

**La dalle :**  $q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1m = (5.39 + 3.5) \times 1m = 8.89 \text{ kN/ml}$

**Le garde-corps :**  $q_{s2} = G_2 = 1.78 \times 1m \times 1.5m = 2.67 \text{ kN}$

### III.3.4-Calcul des efforts internes :

- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{12.527 \times 1.35^2}{2} + 3.605 \times 1.35 = 16.282 \text{ kN.m}$$

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.527 \times 1.35 + 3.605 = 20.516 \text{ kN}$$

- A l'ELS :

$$M_{s1} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{8.89 \times 1.35^2}{2} = 8.101 \text{ kN.m}$$

$$M_{s2} = q_{s2} \times L = 2.67 \times 1.35 = 3.605 \text{ kN.m}$$

$$M_s = M_{s1} + M_{s2} = 8.101 + 3.605 = 11.706 \text{ kN.m}$$

### III.3.5-Calcul du Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 15 \text{ cm} ; \quad c = 3 \text{ cm} ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; Fe 400 ; \mu = 0.392 ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{16.282 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\mu_u = 0.08 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \mu_u = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.282 \times 10^6}{0.958 \times 120 \times 348} = 406.988 \text{ mm}^2 = 4.07 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA12 = 5.655 cm<sup>2</sup> Avec S<sub>t</sub> = 20 cm**

- Armature de répartition :

$$A_T = \frac{A_L}{4} = \frac{5.655}{4} = 1.414 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 5HA8 = 2.515 cm}^2 \text{ Avec S}_t = 20 \text{ cm}$$

### III.3.6-Vérifications à l'ELU :

► **Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL91 /Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

► **Vérification au cisaillement : (A5.1.2/BAEL91modifié99)**

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

La Fissuration est préjudiciable Avec :

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

$V_u$  : Effort Tranchant.

$$V_u = 20.516 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20.516 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.171 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.171 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► **Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement droit. ;  $\Psi_s = 1.5$  (HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.495 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.516 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.495} = 1.008 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.008 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

► **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)**

- **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20\text{cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 20\text{cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

► **Longueur de scellement droit : (Art A.6.1, 221BAEL91 modifié 99)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad \mathbf{L_s = 45 \text{ cm}}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad \mathbf{L_c = 18 \text{ cm}}$$

### III.3.7-Vérification à l'ELS :

► **Vérification des contraintes :**

- **Dans l'Acier :**

On considère le cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les HA de  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.667 ; 201.633\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Avec :  $A_s = 5.655 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.655}{100 \times 12} = 0.471 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.896 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.706 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.655 \times 10^2} = 192.525 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **Dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{192.525}{33.08} = 5.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

► **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

- $\frac{e}{l} \geq \frac{M_s}{20M_u}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
- $\frac{e}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

Avec :

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 1.35 \text{ m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad A = 5.655 \text{ cm}^2$$

$$\frac{e}{l} = \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{M_s}{20M_u} = \frac{11.706}{20 \times 16.282} = 0.036 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.655}{100 \times 12} = 0.005 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

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

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **5 HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 20 cm**

Armatures de répartition : **5 HA 8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 20 cm**

### III.4 Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre.

La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

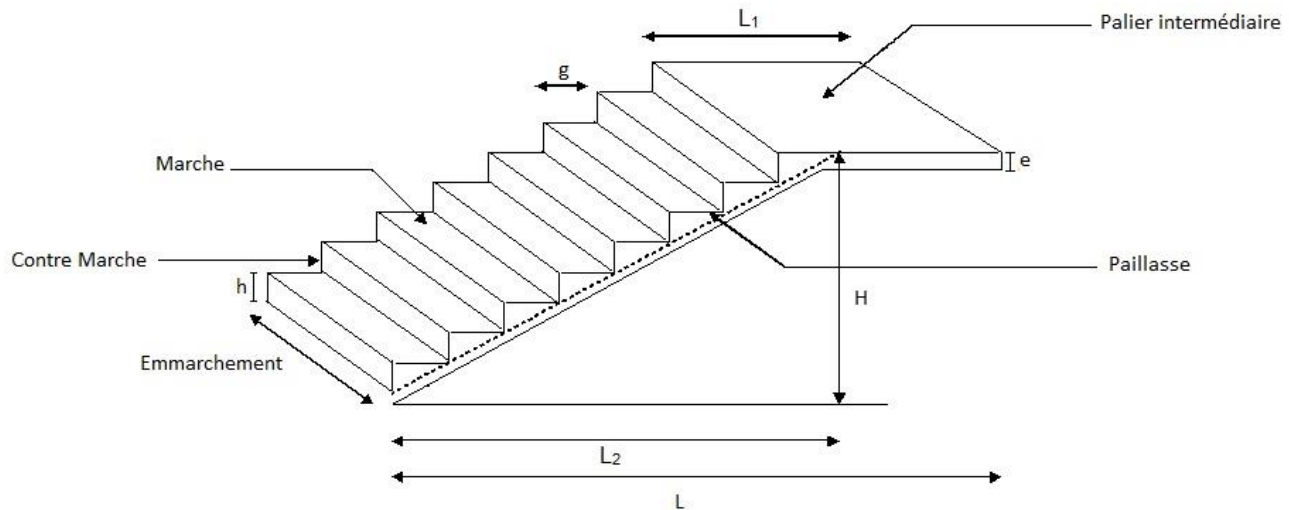


Figure III.12 : « Présentation d'escalier »

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **Le contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches consécutives.
- **La hauteur h** : représente la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron** : c'est la distance en plan sur laquelle on pose le pied, il sépare deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou chaque étage.
- **L'embranchement** : c'est la longueur des marches.

### III.4.1-Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h).
- Le giron (g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} < g+2h < 66 \text{ cm}$

Avec :

**h** : hauteur du contre marche :  $14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm}$  ; (On adopte : **h = 17cm**)

**g** : hauteur de la marche (giron)

- **Nombre de contre marches « n » :**

Avec :

**n** : nombre de contre marches .

**H** : hauteur d'une volée.

On a :

$$H = \frac{he}{2} = \frac{3.15}{2} = 1.575 \text{ m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{157.5}{17} = 9 \text{ (contre marche)}$$

- **Le nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 = 8 \text{ marches}$$

L'emmarchement doit être  $\geq 120 \text{ cm}$  Soit un emmarchement de 1,40 m

- **Calcul du giron « g » :**

$$g = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

- **La ligne de foulée « L » :**

$$L_2 = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition est vérifiée donc l'escalier est confort}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par :

$$\frac{Lv}{30} \geq ep \geq \frac{Lv}{20}$$

$L_v$  : longueur totale entre nus d'appuis

Avec

$$L_v = L_p + L_1$$

$L_p$  : la portée réelle de la paillasse.

Avec

$$L_p = L_2 / \cos(\alpha)$$

$L_1$  : longueur du palier

Avec

$$L_1 = L - L_2 = 1.95 \text{ m}$$

$\alpha$  : l'inclinaison de la paillasse

• **Détermination de  $\alpha$  :**

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{157.5}{240} = 0.65625 \longrightarrow \alpha = 33.27^\circ$$

$$L_p = \frac{240}{\cos(33.27^\circ)} = 2.87 \text{ m}$$

$$L_v = 2.87 + 1.95 = 4.82 \text{ m}$$

$$\frac{482}{30} \geq ep \geq \frac{482}{20} \longrightarrow 16.06 \geq ep \geq 24.1$$

On prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$

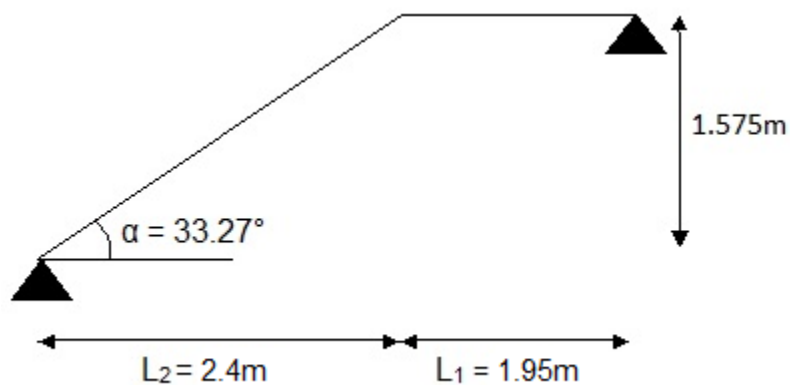


Figure III.13 : « Schéma statique d'escalier »

### III.4.2-Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

**E.L.U :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$**

- **Paillasse** :  $q_{ups} = (1.35 \times 10.175 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.486 \text{ kN/ml}$
- **Le palier** :  $q_{upl} = (1.35 \times 6.47 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.484 \text{ kN/ml}$

**E.L.S :  $q_s = G + Q$**

- **Paillasse** :  $q_{sps} = (10.175 + 2.5) \times 1 = 12.675 \text{ kN/ml}$
- **Le palier** :  $q_{spl} = (6.47 + 2.5) \times 1 = 8.97 \text{ kN/ml}$

### III.4.3-Calcul à l'ELU :

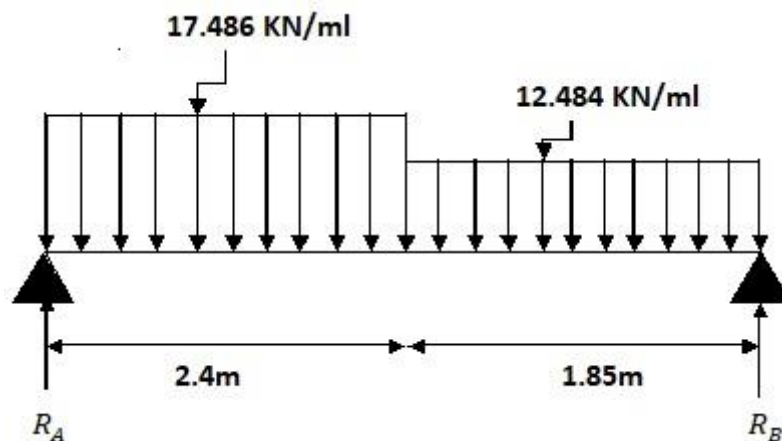


Figure III.14 : « Schéma statique de calcul d'escalier à ELU »

- **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_{/y} = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (2.4 \times 17.486) + (1.85 \times 12.484) = 65.062 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 65.062 \text{ kN}$$

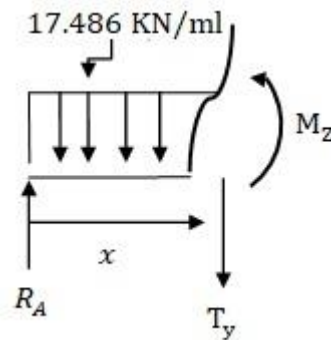
$$\sum M_{/A} = 0 \longrightarrow 17.486 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.85 \times 12.484 \times \left( \frac{1.85}{2} + 2.4 \right) - R_B \times 4.25 = 0$$

$$R_B \times 4.25 = 127.152 \text{ kN}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} R_A = 35.144 \text{ kN} \\ R_B = 29.918 \text{ kN} \end{cases}$$

• Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$  :



- L'Effort Tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_{(x)} = R_A - q_{ps}x$$

$$T_{(x)} = 35.144 - 17.486x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2.4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} T_y = 35.144 \text{ kN} \\ T_y = -6.822 \text{ kN} \end{cases}$$

- Le Moment Fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_Z = 35.144x - \frac{17.486}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2.4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_Z = 0 \text{ kN.m} \\ M_Z = 33.986 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment Maximum :

$$\frac{\partial M_Z}{\partial x} = 0 \rightarrow 35.144 - 17.486x_{tm} = 0$$

$$x_{tm} = \frac{35.144}{17.486} = 2.01 \text{ m}$$

$$\text{Le moment est max pour : } x_{tm} = 2.01 \text{ m} \longrightarrow M_{Z_{max}} = 35.317 \text{ kN.m}$$

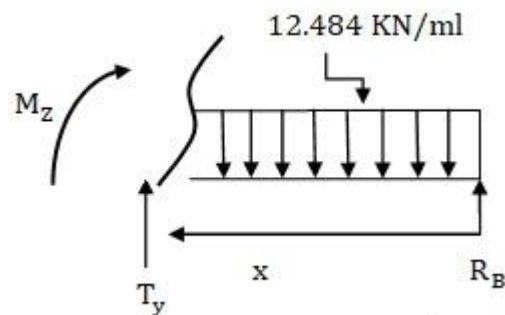
• 2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$  :

$$T_{(x)} = -29.918 + 12.484x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.85 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} T_y = -29.918 \text{ KN} \\ T_y = -6.823 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_Z = 29.918x - \frac{12.484}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.85 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_Z = 0 \text{ kN} \\ M_Z = 33.985 \text{ kN} \end{cases}$$



**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Aux appuis :  $M_{Ua} = -0.3M_{Zmax} = -0.3 \times 35.317 = -10.595 \text{ kN.m}$

Aux travées :  $M_{Ut} = 0.85M_{Zmax} = 30.019 \text{ kN.m}$

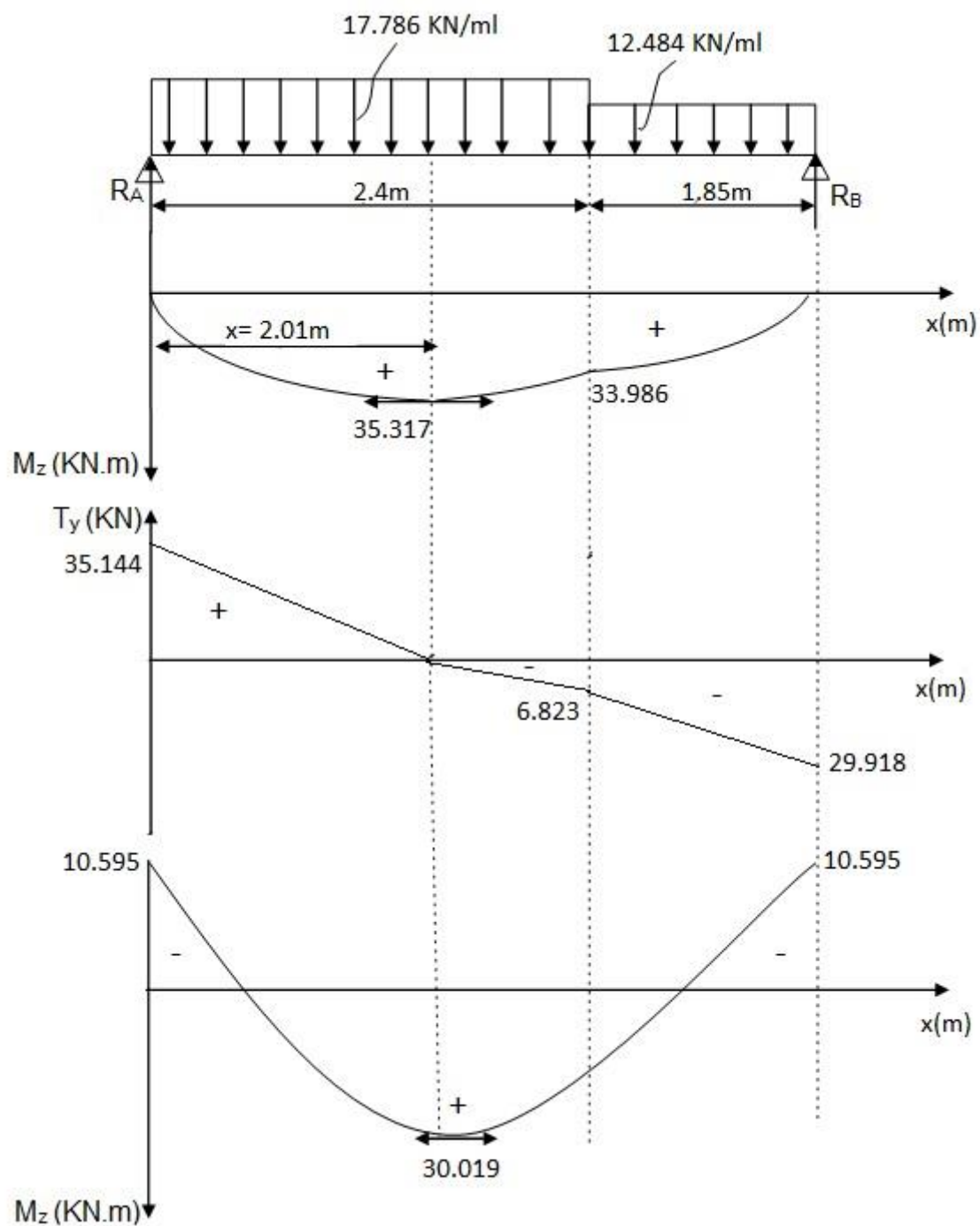


Figure III.15 : « Diagrammes de moments fléchissant et d'effort tranchant à ELU »

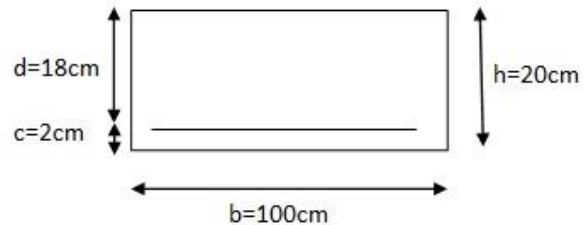
### III.4.4-Calcul des armatures : (Calcul à l'ELU)

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

- **Aux appuis :**

**- Armatures principales :**

$b = 100 \text{ cm}$   
 $h = 20 \text{ cm}$   
 $d = 18 \text{ cm}$   
 $c = 2 \text{ cm}$



$$M_{Ua} = -10.595 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{Ua}}{bd^2f_{bc}} = \frac{10.595 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_b = 0.023 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \mu_b = 0.023 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_s = \frac{M_{Ua}}{\beta \times d \times \sigma_{sT}} = \frac{10.595 \times 10^6}{0.988 \times 180 \times 348} = 171.195 \text{ mm}^2 = 1.712 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{sa} = 4\text{HA}10 = 3.140 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_T = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**- Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}8 = 2.012 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $S_T = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- **En travée :**

**- Armatures principales :**

$$M_{Ut} = 30.019 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{Ut}}{bd^2f_{bc}} = \frac{30.019 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.065$$

$$\mu_b = 0.065 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \mu_b = 0.065 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_{Ut}}{\beta \times d \times \sigma_{sT}} = \frac{30.019 \times 10^6}{0.966 \times 180 \times 348} = 496.098 \text{ mm}^2 = 4.961 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 4\text{HA}14 = 6.156 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_T = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**- Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.539 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}10 = 3.140 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de  $S_T = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

### III.4.5-Vérification à l'ELU :

► **Condition de non fragilité : (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1)**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3.140 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_t = 6.156 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

► **Espacement des barres : (Art A.8.2,42 BAEL91 modifie 99)**

- **Armatures principales :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Armatures répartitions :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

► **Vérification de la Contrainte de cisaillement : (Art A5.1,1 BAEL91 modifie 99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ Mpa} = \min \{3.333; 5\} \text{ Mpa} = 3.333 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd}$$

Pour la vérification du cisaillement on prend la valeur de l'effort tranchant la plus défavorable

$$T_{\max} = 35.144 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34.144 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.19 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**Donc il n'y a pas de risque de cisaillement**

► **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99 Art5-1-3)**

- **Influence sur le béton : (BAEL 91/Art A, 5,4,321)**

On doit vérifier que :  $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 35.144 \text{ kN} \leq 1080 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Influence sur les aciers: (BAEL 91/Art A. 5. 4.321)**

On doit vérifier que :  $\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$

Avec :  $T_{\max} = 35.144 \text{ kN}$  et  $M_{\max} = 10.595 \text{ kN.m}$

$$\left(35.144 + \frac{10.595}{0.9 \times 0.18}\right) \times 10^3 \frac{1.15}{400} = 289.067 \text{ mm}^2 = 2.891 \text{ cm}^2 < A_a = 3.14 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

► **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)**

On doit vérifier que :  $\tau_{su} < \bar{\tau}_{se}$  Avec  $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement droit ;  $\Psi_s = 1.5$  (HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

- Appui : **4HA10**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 10 = 125.664 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{35.144 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.664} = 1.726 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Travée : **4HA14**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 14 = 175.929 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{35.144 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 175.929} = 1.233 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**Donc pas de risque d'entraînement des barres**

► **Ancrage des barres : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2)**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}}$$

Avec

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Vu que  $L_s$  dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0.4L_s$ . (**Art A.6.253 /BAEL91**)

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

### III.4.6-Calcul à l'ELS :

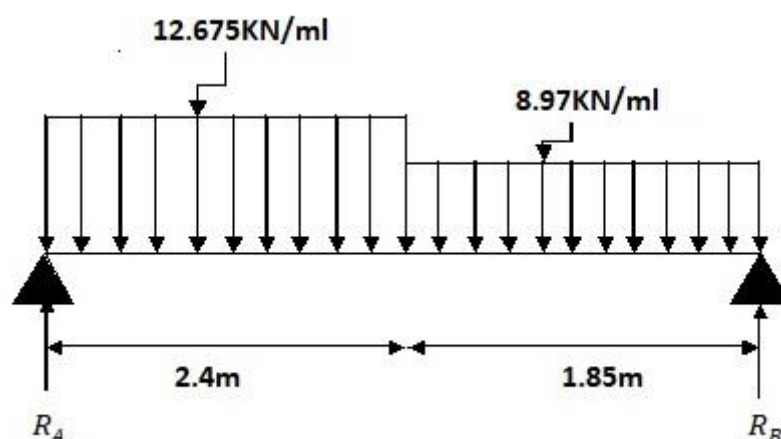


Figure III.16 : « Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS »

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_{/y} = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (2.4 \times 12.675) + (1.85 \times 8.97) = 47.015 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 47.015 \text{ kN}$$

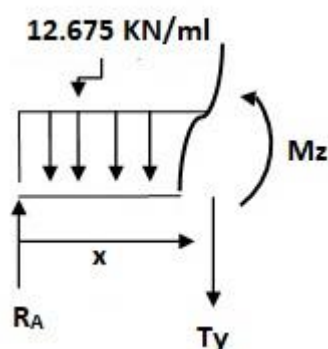
$$\sum M_{/A} = 0 \longrightarrow 12.675 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 1.85 \times 8.97 \times \left(\frac{1.85}{2} + 2.4\right) - R_B \times 4.25 = 0$$

$$R_B \times 4.25 = 91.681 \text{ kN}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} R_A = 25.443 \text{ kN} \\ R_B = 21.572 \text{ kN} \end{cases}$$

- Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ 1ère tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$  :



- L'Effort Tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_{(x)} = 25.443 - 12.675x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2.4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} T_y = 25.443 \text{ kN} \\ T_y = -4.977 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Le Moment Fléchissant** est donné par l'équation suivante :

$$M_Z = 25.443x - \frac{12.675}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 2.4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_Z = 0 \text{ kN} \\ M_Z = 24.559 \text{ kN} \end{cases}$$

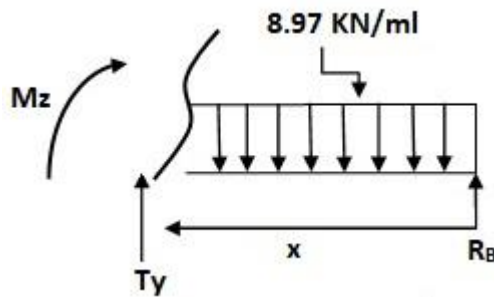
- **Moment Maximum :**

$$\frac{\partial M_Z}{\partial x} = 0 \rightarrow 25.443 - 12.675x_{tm} = 0$$

$$x_{tm} = \frac{25.443}{12.675} = 2.007 \text{ m}$$

Le moment est max pour :  $x_{tm} = 2.007 \text{ m} \longrightarrow M_{Zmax} = 25.536 \text{ kN.m}$

➤ **2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$  :**



$$T_{(x)} = 8.97x - 21.572$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.85 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} T_y = -21.572 \text{ kN} \\ T_y = -4.978 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_Z = 21.572x - \frac{8.97}{2}x^2$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \\ \text{pour } x = 1.85 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_Z = 0 \text{ kN} \\ M_Z = 24.558 \text{ kN} \end{cases}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

Aux appuis :  $M_{Ua} = -0.3M_{Zmax} = -0.3 \times 25.536 = -7.661 \text{ kN.m}$

Aux travées :  $M_{Ut} = 0.85M_{Zmax} = 21.706 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

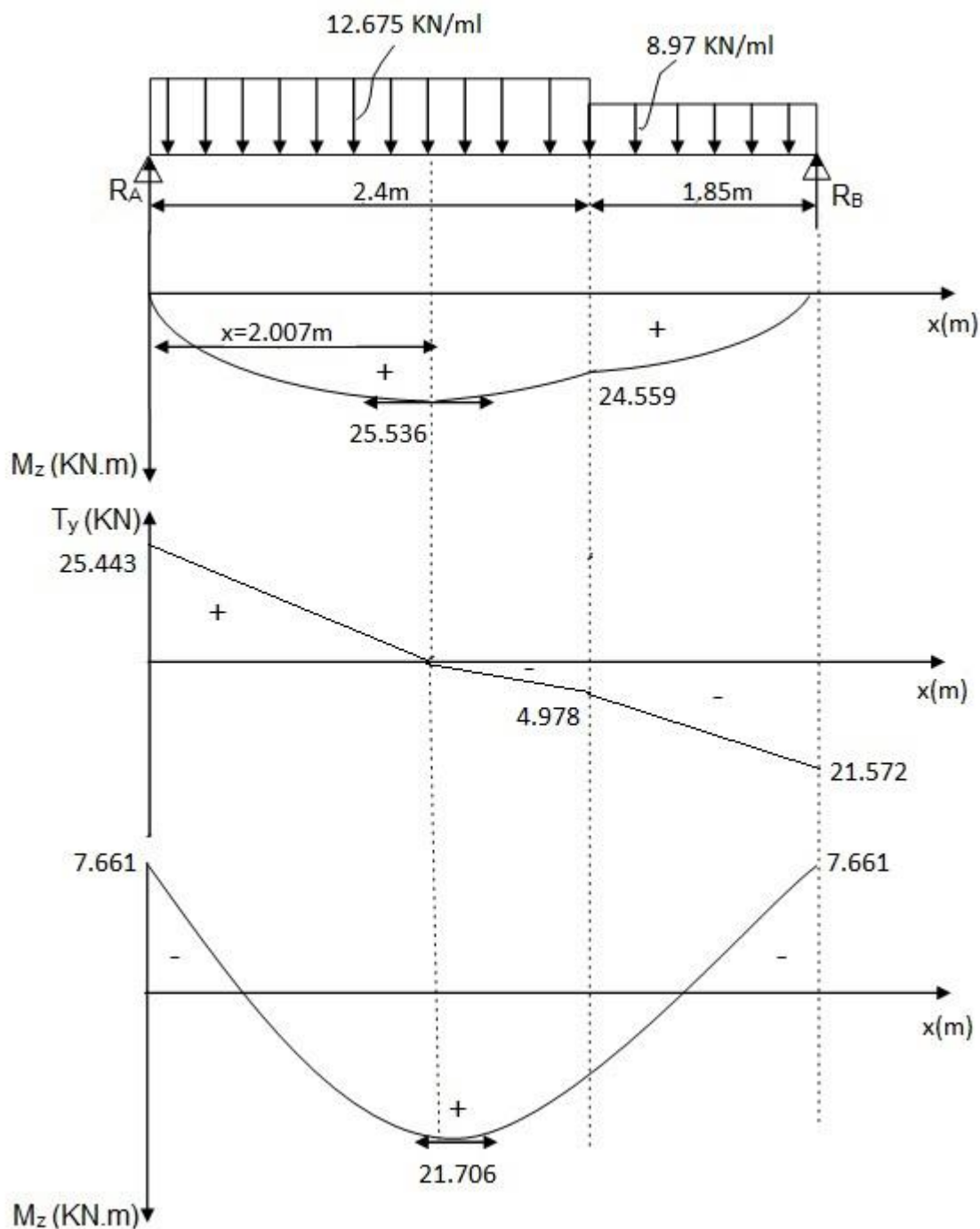


Figure III.17 : « Diagrammes de moments fléchissant et d'efforts tranchants à ELS »

### III.4.7-Vérifications à l'ELS :

► **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

► **Vérification de la contrainte de compression dans l'acier : (Art. A.4.5.23)**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

- **En travée :**

$$M_s = 21.706 \text{ kN.m ; } A_{st} = 6.156 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.156}{100 \times 18} = 0.34$$

$$\rho_1 = 0.34 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow K_1 = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.706 \times 10^6}{0.909 \times 180 \times 6.156 \times 10^2} = 215.499 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 215.499 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

- **Aux appuis :**

$$M_s = 7.661 \text{ KN.m ; } A_{st} = 3.140 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.140}{100 \times 18} = 0.17$$

$$\rho_1 = 0.17 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow K_1 = 58.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.661 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.140 \times 10^2} = 145.434 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 145.434 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

► **Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{145.434}{58.53} = 2.485 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.485 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{215.499}{39.95} = 5.394 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.394 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

### III.4.8-État limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.5.2)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\blacktriangleright \frac{A_t}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la Section.

f<sub>e</sub> : Limite d'élasticité de l'acier.

A<sub>t</sub> : Section d'armature en travée.

M<sub>t</sub> : Moment max en travée.

M<sub>0</sub> : Moment max isostatique.

$$\blacktriangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{425} = 0.047 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on doit vérifier la flèche

- **Calcul de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{M_s^t}{10} \frac{L^2}{E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

E<sub>v</sub>: Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ Mpa}$$

I<sub>fv</sub> : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I<sub>0</sub> : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

S<sub>xx</sub> : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = b \times \frac{h^2}{2} + (15 \times A_{st} \times d) = 100 \times \frac{20^2}{2} + (15 \times 6.156 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 21662.12 \text{ cm}^3$$

B<sub>0</sub> : Surface de la section homogène.

$$B_0 = (b \times h) + (15 \times A_{st}) = (100 \times 20) + (15 \times 6.156)$$

$$B_0 = 2092.34 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{21662.12}{2092.34} = 10.353 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 10.353 = 9.647 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2 = \frac{100}{3} \times (10.353^3 + 9.647^3) + 15 \times 6.156 \times (9.647 - 2)^2$$

$$I_0 = 72315.615 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{6.156}{100 \times 18} = 0.003$$

$$\lambda_V = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.003} = 2.8$$

La contrainte dans les aciers est donnée par :  $\sigma_{ST} = 215.499 \text{ Mpa}$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 215.499 + 2.1}; 0\right) = 0.216$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 72315.615}{1 + 0.216 \times 2.8} = 49568.280 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s^t}{10} \frac{L^2}{E_v I_{fv}} = \frac{21.706 \times 10^6}{10} \frac{4250^2}{10818.866 \times 49568.280 \times 10^4} = 7.311 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8.5 \text{ mm}$$

$f = 7.311 \text{ mm} < \bar{f} = 8.5 \text{ mm} \longrightarrow$  **Condition Vérifiée**

**Conclusion :**

Après toutes vérifications, les escaliers seront ferrillés comme suit :

► **Aux Appuis :**

Armatures principales : **4HA10/ml** avec un espacement **st = 25 cm**

Armatures de répartitions : **4HA8/ml** avec un espacement **st = 25 cm**

► **En travée :**

Armatures principales : **4HA14/ml** avec un espacement **st = 25 cm**

Armatures de répartitions : **4HA10/ml** avec un espacement **st = 25 cm**

## III-5. Poutre Palière :

### III.5.1-Définition :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier et la paillasse, Elle est encadrée à ces deux extrémités.

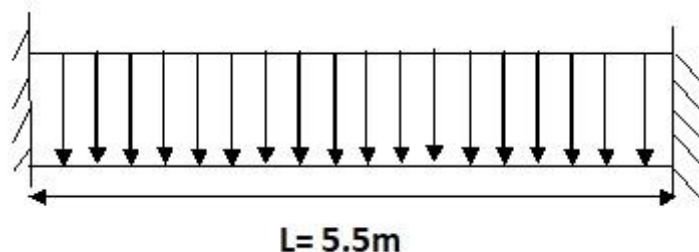


Figure III.18 : « Schéma statique de la poutre palière »

### III.5.2.-Pré dimensionnement :

- Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{550}{15} \leq h_t \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 55 \text{ cm}$$

$h_t$ : Hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre

On opte pour :  $h_t = 45 \text{ cm}$

- Largeur de la poutre palière :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

- Vérification des conditions exigées par RPA :

$$h_t = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc la poutre palière est de dimension :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

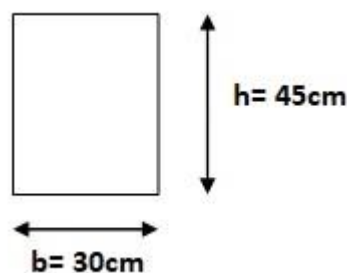


Figure III.19 : « Section de la poutre palière »

### III.5.3-Détermination des charges et surcharges :

**Poids propre de la poutre :**  $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.45 = 3.375 \text{ kN/ml}$

**Charge de l'escalier :**  $G_e = 1.85 \times G_{palier} + 0.325 \times G_{volée} = 1.85 \times 6.47 + 0.325 \times 10.175 = 15.276 \text{ kN/ml}$

**Maçonnerie :**  $G_M = 2.36 \times (3.15 - 0.4) = 6.49 \text{ kN/ml}$

$G = G_{PP} + G_e + G_M = 25.141 \text{ kN/ml}$

- **Charge d'exploitation :**  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \times 5.5 / 2 = 6.875 \text{ kN/ml}$

### III.5.4-Combinaison des charges et surcharges :

- **À l'ELU :**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 25.141 + 1.5 \times 6.875 = 44.253 \text{ kN/ml}$

$q_u = 44.253 \text{ kN/ml}$

- **À l'ELS :**

$q_s = G + Q = 25.141 + 6.875 = 32.016 \text{ kN/ml}$

$q_s = 32.016 \text{ kN/ml}$

Afin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

► Le moment en travée :  $M_T = 0.85 \frac{q \times L^2}{24}$

► Le moment sur appuis :  $M_T = -0.3 \frac{q \times L^2}{12}$

► L'effort tranchant :  $T = \frac{q \times L}{2}$

III.5.5-Calcul des moments et des efforts tranchants :

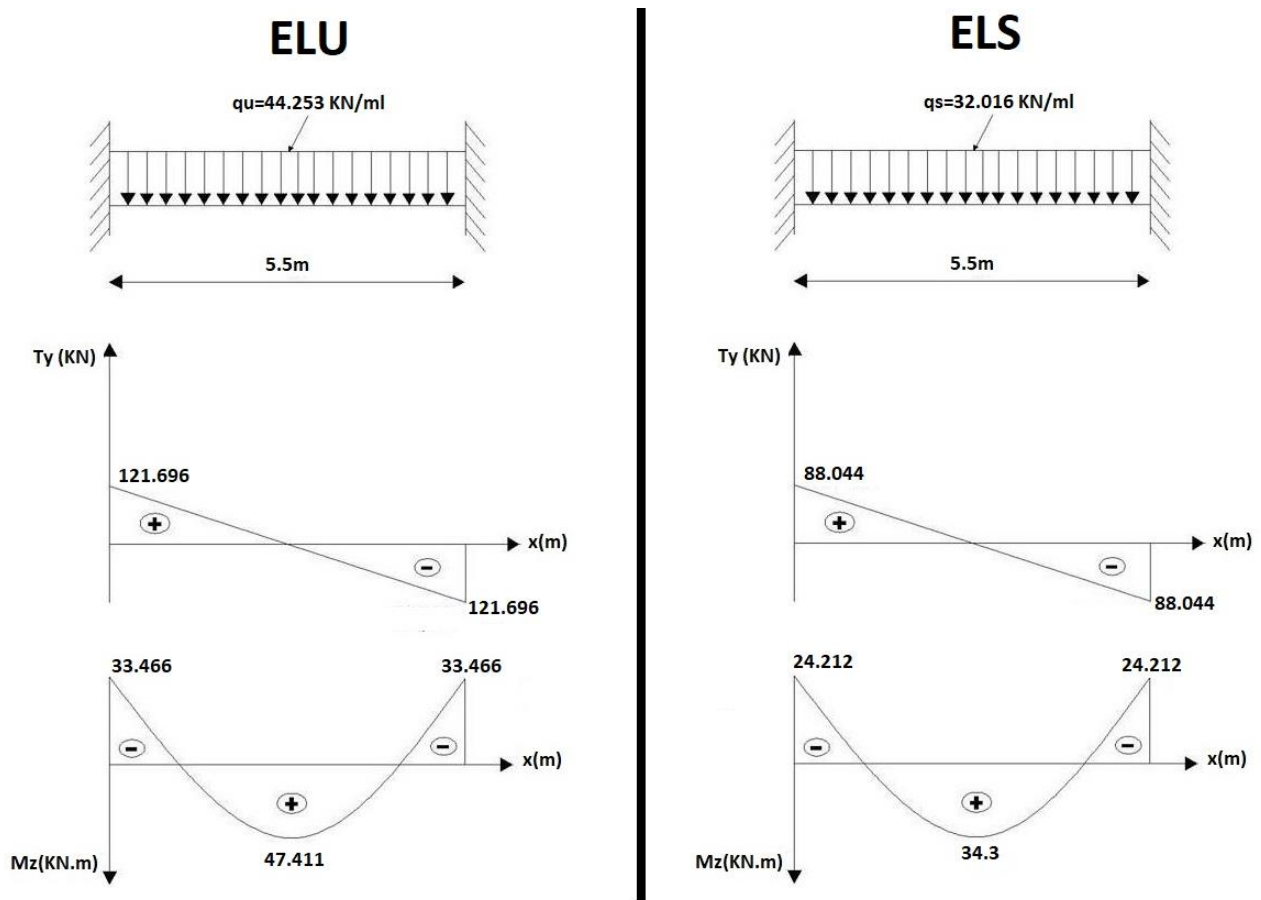


Figure III.20 : « Diagrammes de moments fléchissant et d'effort tranchant à l'ELU et à l'ELS »

### III.5.6-Ferrailage (ELU) :

► **Calcul les armatures longitudinales :**

$$b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 45 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2.5 \text{ cm} \quad ; \quad d = 42.5 \text{ cm}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{33.466 \times 10^6}{300 \times 425^2 \times 14.2} = 0.043$$

$$\mu_b = 0.043 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \mu_b = 0.043 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{33.466 \times 10^6}{0.978 \times 425 \times 348} = 231.364 \text{ mm}^2 = 2.314 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = \mathbf{3HA14} = \mathbf{4.617 \text{ cm}^2}$$

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{47.411 \times 10^6}{300 \times 425^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_b = 0.062 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \mu_b = 0.062 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{47.411 \times 10^6}{0.968 \times 425 \times 348} = 331.158 \text{ mm}^2 = 3.312 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = \mathbf{4HA12} = \mathbf{4.617 \text{ cm}^2}$$

### III.5.7-Vérification à l'ELU :

- ▶ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4-2-1, BAEL91/modifié 99)**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 42.5 \times 2.1}{400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 4.617 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 4.617 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- ▶ **Vérification de la contrainte tangentielle : (Art.A.5,1.1/BAEL91modifiées 99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ Mpa} = \min \{ 3.333; 5 \} \text{ Mpa} = 3.333 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd}$$

Pour la vérification du cisaillement on prend la valeur de l'effort tranchant la plus défavorable

$$T_{\max} = 121.696 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{121.696 \times 10^3}{300 \times 425} = 0.954 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.954 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**Donc il n'y a pas de risque de cisaillement**

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91Art5.132)**

• **Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que :  $A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} < A_a$

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} = \frac{121.696 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.497 < A_{\text{app}} = 4.617 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :  $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.425 \times 0.3 = 765 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 121.696 \text{ kN} \leq 765 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

► **Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :**

On doit vérifier :  $\tau_{su} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement droit avec  $\Psi_s = 1.5$  (HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

• **Appui :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 14 = 131.947 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{121.696 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 131.947} = 2.411 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = 2.411 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**Donc pas de risque d'entraînement des barres**

► **Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1.21)**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_{sa} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

$$L_{st} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.383 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée : } L_C = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } L_C = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

► **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{450}{35} = 12.857 \text{ mm} ; \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} ; \phi_1 = 14 \text{ mm} \right\} = 12.857 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA8 = 2.012 \text{ cm}^2}$$

► **Espacement des armatures transversales : (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2)**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ \frac{45}{4} = 11.25 \text{ cm} ; 12\phi_1 = 16.8 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \right\} = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui

► **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adaptée}} = 4.617 \text{ cm}^2$$

### III.5.8-Vérification à l'ELS :

Les Moments :  $M_t = 34.3 \text{ kN.m}$  ;  $M_a = -24.212 \text{ kN.m}$

**Vérification des contraintes :** Il faut vérifi e les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

► **Vérification de la contrainte de compression dans l'acier : (Art.A.4.5.23)**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

• **En travée :**

$M_s = 34.3 \text{ kN.m}$  ;  $A_{st} = 4.617 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.617}{30 \times 42.5} = 0.36$$

$$\rho_1 = 0.36 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{34.3 \times 10^6}{0.907 \times 425 \times 4.617 \times 10^2} = 192.725 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 192.725 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition V rifi e}$$

• **Aux appuis :**

$M_s = 24.212 \text{ kN.m}$  ;  $A_{st} = 4.617 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.617}{30 \times 42.5} = 0.36$$

$$\rho_1 = 0.36 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{24.212 \times 10^6}{0.907 \times 425 \times 4.617 \times 10^2} = 136.042 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 136.042 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition V rifi e}$$

► **Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

• **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{136.042}{38.76} = 3.51 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition V rifi e}$$

• **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{192.725}{38.76} = 4.973 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition V rifi e}$$

### ► Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{► } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\text{► } \frac{A_t}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{► } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

**L** : Longueur libre de la Section.

**h** : Hauteur de la poutre.

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

**A<sub>t</sub>** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{24} = 40.353 \text{ kN.m}$$

$$\text{► } \frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0.082 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{34.3}{10 \times 43.353} = 0.079 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\text{► } \frac{A_{st}}{bd} = \frac{4.617}{30 \times 42.5} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\text{► } \frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion :

Après toutes vérifications, la poutre palière sera ferrillée comme suit :

- Appuis : **3HA14 = 4.617 cm<sup>2</sup>**

- Travée : **3HA14 = 4.617 cm<sup>2</sup>**

- Armatures transversales : **HA8**

Avec

**St = 15 cm** en zone courante (l'espacement des armatures transversales)

**St = 07 cm** en zone nodale (l'espacement des armatures transversales)

### III.6 Salle de machine :

L'ascenseur est un appareil mécanique de circulation verticale, son rôle est de déplacer les personnes entre les différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment.

Dans notre projet on a opté un ascenseur qui a une vitesse d'entraînement  $V = 1$  m/s, une surface égale à  $(2.25 \times 2.4 = 5.4 \text{ m}^2)$ , une charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargés est de 9 tonne répartie sur une surface de  $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ .

#### III.6.1-Dimensionnement :

- **Épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{240}{30} = 8 \text{ cm}$

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$  ; on adopte une hauteur  $h_t = 15 \text{ cm}$

#### III.6.2-Calcul de la dalle pleine :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs porteurs et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 Cotés avec  $L_x = 2.25 \text{ m}$  et  $L_y = 2.4 \text{ m}$

U et V sont les cotes du rectangle sur la charge « P » qui s'applique avec une diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle du béton.

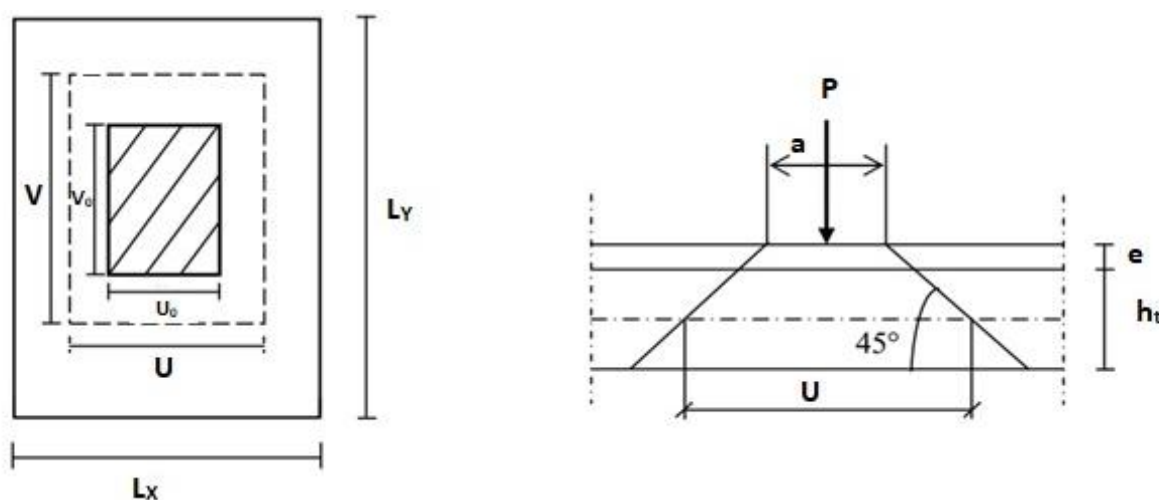


Figure III.21 : « Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine »

$$U = U_0 + Ke + h_t$$

$$V = V_0 + Ke + h_t$$

$h_t$  : Épaisseur de la dalle ( $h_t = 15 \text{ cm}$ )

$e$  : Épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ )

$P$  : Charge transmise par le système de levage

$U_0, V_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ )

$K$  : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton

$$U = U_0 + 2e + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

### III.6.3-Combinaisons des charges :

- **A l'ELU :**

(Charge Concentrée Du Système De Levage)

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml}$$

(Charge Uniformément Repartie)

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ kN/ml}$$

- **A l'ELS :**

$$p_s = P = 90 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ kN/ml}$$

### III.6.4-Évaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_{x1} = p_u(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = p_u(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{2.40} = 0.9 \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{1.05}{2.25} = 0.5 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{1.05}{2.40} = 0.4 \end{aligned} \right\} M_1 = 0.105 \text{ et } M_2 = 0.088$$

#### **A l'ELU :**

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml}$$

$$M_{1x} = p_u \times M_1 = 121.5 \times 0.105 = 12.757 \text{ kN.m}$$

$$M_{1y} = p_u \times M_2 = 121.5 \times 0.088 = 10.692 \text{ kN.m}$$

- **Les moments dus aux poids propres de la dalle :**

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{2.40} = 0.94 \longrightarrow 0.4 \leq \rho = 0.94 \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,042 \quad ; \quad \mu_y = 0.865$$

$$M_{2x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{2y} = \mu_y \cdot M_{2x}$$

$$q_u = 8.04 \text{ kN/ml}$$

$$M_{2x} = 0.042 \times 8.05 \times (2.25)^2 = 1.712 \text{ kN.m}$$

$$M_{2y} = 0.865 \times 1.712 = 1.481 \text{ kN.m}$$

- **Superposition de moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 12,757 + 1.712 = 14.469 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 10.692 + 1.481 = 12.173 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis

#### **III.6.5-Ferraillage de la dalle :**

Il se fera pour une bonde de 1m de largeur

► **Dans le sens : x-x**

- **Aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,3.M_x = 0,3 \times 14.469 = 4.341 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.341 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu_u = 0.021 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad ; \quad \mu_u = 0,021 \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{4.341 \times 10^6}{0.99 \times 120 \times 348} = 105.001 \text{ mm}^2 = 1.050 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 (As=2.012cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25cm**

**- En travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 12.299 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{12.299 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu_u = 0.060 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA } \mu_u = 0,060 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{12.299 \times 10^6}{0.969 \times 120 \times 348} = 3.039 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 (As = 4.524 cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25 cm**

► **Dans le sens : y-y :**

**- Aux appuis :**

$$M_{ay} = 0.3M_y = 0,3 \times 12.173 = 3.652 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.652 \times 10^3}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_u = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad ; \quad \mu_u = 0,018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{3.652 \times 10^6}{0.991 \times 120 \times 348} = 0.885 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 (As = 2.01 cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25 cm**

**- En travées :**

$$M_{ty} = 0.85M_y = 10.347 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{10.347 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu_u = 0.051 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA } \mu_u = 0,051 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{10.347 \times 10^6}{0.974 \times 120 \times 348} = 2.544 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 (As = 4.524 cm<sup>2</sup>)** avec un espacement **St = 25 cm**

**Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle de la salle machine**

Position	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ <sub>u</sub>	Section	β	A <sup>calculé</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Aux	X-X	4.341	0.021	SSA	0.99	1.050	4HA8 = 2.012	25
Appuis	Y-Y	3.652	0.018	SSA	0.991	0.885	4HA8 = 2.012	25
Aux	X-X	12.299	0.060	SSA	0.969	3.039	4HA12 = 4.524	25
Travées	Y-Y	10.347	0.051	SSA	0.974	2.544	4HA12 = 4.524	25

### III.6.6-Vérification à L'ELU :

► **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91)**

➤ **Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2} \rightarrow A_x \geq W_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h$$

$A_x$  : la section des armatures.

$b.h$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0.0008 \times (3-1)}{2} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens y-y :**

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2} \rightarrow A_y \geq W_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h$$

$$A_y = \frac{0.0008 \times (3 - 1)}{2} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A^{\text{adoptée}} = 4.524 \text{ cm}^2 > A_x = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A^{\text{adoptée}} = 4.524 \text{ cm}^2 > A_y = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$A^{\text{adoptée}} = 2.012 \text{ cm}^2 > A_x = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A^{\text{adoptée}} = 2.012 \text{ cm}^2 > A_y = 1.2 \text{ cm}^2$$

► **Diamètre minimum des barres :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} < \phi_{\text{max}} = 15 \text{ mm}$$

**Condition Vérifiée**

► **Vérification au poinçonnement : (BAEL91-modifie99/art A-5-2-42)**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle.

$U_c$  : Périmètre de l'Aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ kN} < Q = 472,5 \text{ kN/ml}$$

**Condition Vérifiée**

► **Espacement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91/99)**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$St = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm})$$

**Condition Vérifiée**

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm.

$$St = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

**Condition Vérifiée**

► **Vérification au cisaillement :**

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

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge :

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P}{(2U+V)} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ kN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.32 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

Alors aucune armature transversale n'est nécessaire.

### III.6.7-Vérification à l'ELS :

► **Évaluation des moments :**

- **Moments engendrés par le système de levages :**

À l'ELS :  $v = 0.2$  ;  $M_1 = 0.100$  ;  $M_2 = 0.080$

$$M_{x1} = P_S (M_1 + v. M_2)$$

$$M_{y1} = P_S (M_2 + v. M_1)$$

$$P_S = P = 90 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x1} = 90 (0.105 + 0.2 \times 0.088) = 11.034 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.088 + 0.2 \times 0.105) = 9.81 \text{ kN.m}$$

- **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\mu_x = 0.047$  ;  $\mu_y = 0.898$  (Tirer à partir des tableaux de Pigeaud)

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ kN/ml}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = 0.047 \times 5.85 \times 2.25^2 = 1.392 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.898 \times 1.392 = 1.25 \text{ kN.m}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.034 + 1.392 = 12.426 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.81 + 1.25 = 11.06 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis

► **Ferraillage de la dalle**

- **Dans le sens : x-x :**

**- Aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,3.M_x = 0,3 \times 12.426 = 3.728 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.728 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_u = 0.018 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA : Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{3.728 \times 10^6}{0.991 \times 120 \times 348} = 90.083 \text{ mm}^2 = 0.901 \text{ cm}^2$$

**- En travées :**

$$M_{tx} = 0,85.M_x = 10.562 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{10.562 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_u = 0.05 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA : Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,05 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{10.562 \times 10^6}{0.974 \times 120 \times 348} = 259.673 \text{ mm}^2 = 2.597 \text{ cm}^2$$

- **Dans le sens : y-y :**

**- Aux appuis :**

$$M_{ay} = 0.3M_y = 0,3 \times 11.06 = 3.318 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.318 \times 10^3}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_u = 0.016 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA : Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{3.318 \times 10^6}{0.992 \times 120 \times 348} = 0.801 \text{ cm}^2$$

- En travées :

$$M_{ty} = 0.85M_y = 9.401 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{9.401 \times 10^3}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_u = 0.046 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA : Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{9.401 \times 10^6}{0.976 \times 120 \times 348} = 2.306 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées

► **État limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

► **Vérification des contraintes :**

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Les aciers = HA ;  $\emptyset \geq 6\text{mm} \rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.67; 201.633\} = 201.633 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

**Tableau III.9 : Vérification de la contrainte dans l'acier**

Zone	Sens	M <sub>s</sub> (kN.m)	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Vérifications
Aux	X-X	3.728	0.17	58.53	0.932	165.673	201.633	C.V
Appuis	Y-Y	3.318	0.17	58.53	0.932	147.452	201.633	C.V
Aux	X-X	10.562	0.51	31.30	0.892	160.288	201.633	C.V
Travées	Y-Y	9.401	0.51	31.30	0.892	142.669	201.633	C.V

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$K_1$  et  $\beta_1$  (à partir des tableaux de sections rectangulaires en flexion simple)

**Tableau III.10 : Vérification de la contrainte dans le béton**

Zone	Sens	$M_s$ (KN.m)	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérifications
Aux Appuis	X-X	3.728	0.17	58.53	0.932	165.673	2.831	15	C.V
	Y-Y	3.318	0.17	58.53	0.932	147.452	2.519	15	C.V
Aux Travées	X-X	10.562	0.51	31.30	0.892	160.288	5.121	15	C.V
	Y-Y	9.401	0.51	31.30	0.892	142.669	4.558	15	C.V

► **État limite de déformation : (Art B.7.5. BAEL 91/99)**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \longrightarrow \frac{150}{225} = 0.667 \geq \frac{0.85}{20} = 0.042 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.524}{100 \times 12} = 0.003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas de nécessité de vérifier la flèche

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

**En travées : 4HA12 (4.524 cm<sup>2</sup>) :** Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**Aux appuis : 4HA8 (3.140 cm<sup>2</sup>) :** Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

# Chapitre IV

---

## **Étude dynamique et sismique**

---

### **Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...

### **IV.1 Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### **IV.2 Description du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structure ;
- La prise en compte des propriétés des matériaux ;
- Le calcul des éléments ;
- L'analyse des effets dynamiques et statiques ;
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc

➤ **Méthode de calcul :** (*Art 4.1.1 RPA99/mod2003*)

On distingue deux cas de calcul :

- **Calcul statique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (**G et Q**)
- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**)

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

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

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**)

▶ **La méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont réunies :

a) **Condition sur la régularité :**

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de la régularité en plan et en élévation

b) **Condition sur la hauteur :**

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait la condition de hauteur maximale qui est de  $H \leq 65\text{m}$  en zone III

c) **Condition complémentaire :**

Si le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le (**RPA 03-art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en (b), alors ils peuvent être étudiés par la **MSE**

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (05) niveaux ou 17 mètres en zone (III) pour les groupes d'usages 2.

**Remarque :**

Notre structure ne satisfait pas la condition qui porte sur la régularité, et elle dépasse 05 niveaux (ou 17mètres), ce qui fait que la condition complémentaire n'est pas satisfaite.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

### ► Méthode dynamique spectrale :

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

### Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux) ;

### ► Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**

### IV.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) **Introduction de la géométrie de l'ouvrage.**
- 2) **Spécification des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.**
- 3) **Introduction des charges statiques et dynamiques.**
- 4) **Lancement l'analyse.**
- 5) **Visualisation les résultats.**

#### Manuelle de modélisation du bâtiment :

Dans notre travail on va utiliser la version **ETABS V17**

##### 1) Introduction de la géométrie de l'ouvrage :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

Story	Height m	Elevation m
ETAGE 9	3.15	31.5
ETAGE 8	3.15	28.35
ETAGE 7	3.15	25.2
ETAGE 6	3.15	22.05
ETAGE 5	3.15	18.9
ETAGE 4	3.15	15.75
ETAGE 3	3.15	12.6
ETAGE 2	3.15	9.45
ETAGE 1	3.15	6.3
RDC	3.15	3.15
Base		0

X Grid Data			
Grid ID	X Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
A	3.7	Yes	End
B	3	Yes	End
C	3	Yes	End
D	2	Yes	End
E	5.5	Yes	End
L	2	Yes	End
G	3	Yes	End
H	3	Yes	End
I	3.7	Yes	End
J	0	Yes	End

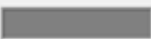
  


Y Grid Data			
Grid ID	Y Spacing (m)	Visible	Bubble Loc
1	4.25	Yes	Start
2	5.5	Yes	Start
3	4.25	Yes	Start
4	4.65	Yes	Start
5	4.95	Yes	Start
6	0	Yes	Start

### 2) Spécification des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments :

Une fois la géométrie de la structure est définie, on introduit la géométrie des différents éléments et leur caractéristique mécaniques.

#### A) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Material Property Data	
<b>Material Name</b>	BETON
<b>Display Color</b>	Color 
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<b>Type of Design</b>	Design Concrete
<b>Analysis Property Data</b>	<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>
Mass per unit Volume	25000
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0
Coeff of Thermal Expansion	1,000E-05
Shear Modulus	13401750
	Specified Conc Comp Strength, f'c 25000
	Bending Reinf. Yield Stress, fy 400000
	Shear Reinf. Yield Stress, fys 400000
	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete
	Shear Strength Reduc. Factor

Material Property Data	
<b>Material Name</b>	BETONCC
<b>Display Color</b>	Color 
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<b>Type of Design</b>	Design None
<b>Analysis Property Data</b>	<b>Design Property Data</b>
Mass per unit Volume	0
Weight per unit Volume	0
Modulus of Elasticity	1,999E+08
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05
Shear Modulus	76884615

#### Remarque :

Le matériau « **BETON** » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcul automatiquement le poids propre de ces éléments.

Le matériau « **BETONCC** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents.

### B) Caractéristiques géométriques des éléments

Les caractéristiques géométriques des poteaux, poutres, voiles et des planchers (voir les figures)

#### Poteau

Rectangular Section

Section Name: POT45x45

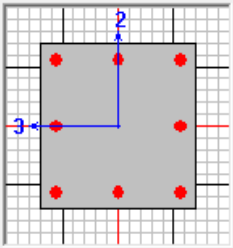
Properties: Section Properties...  
Property Modifiers: Set Modifiers...  
Material: BETON

Dimensions:  
Depth (t3): 0,45  
Width (t2): 0,45

Concrete: Reinforcement...

Display Color:

OK Cancel



Reinforcement Data

Design Type:  Column  Beam

Configuration of Reinforcement:  Rectangular  Circular

Lateral Reinforcement:  Ties  Spiral

Rectangular Reinforcement:  
Cover to Rebar Center: 0,0457  
Number of Bars in 3-dir: 3  
Number of Bars in 2-dir: 3  
Bar Size: #9  
Corner Bar Size: #9

Check/Design:  
 Reinforcement to be Checked  
 Reinforcement to be Designed

OK Cancel

#### Poutre

Rectangular Section

Section Name: POUTREP40x30

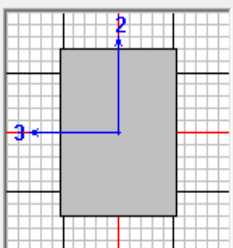
Properties: Section Properties...  
Property Modifiers: Set Modifiers...  
Material: BETON

Dimensions:  
Depth (t3): 0,4  
Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color:

OK Cancel



Reinforcement Data

Design Type:  Column  Beam

Concrete Cover to Rebar Center:  
Top: 0,025  
Bottom: 0,025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams:  
Top: Left 0, Right 0  
Bottom: Left 0, Right 0

OK Cancel

### Dalles pleine

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

### Voile

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

### Plancher en Corps Creux

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

### 3) Introduction des charges statiques et dynamiques :

Après avoir terminé l'étape de l'introduction des différents éléments structuraux, on doit définir les différentes charges et combinaisons.

#### A) Les charges statiques (G, Q) :

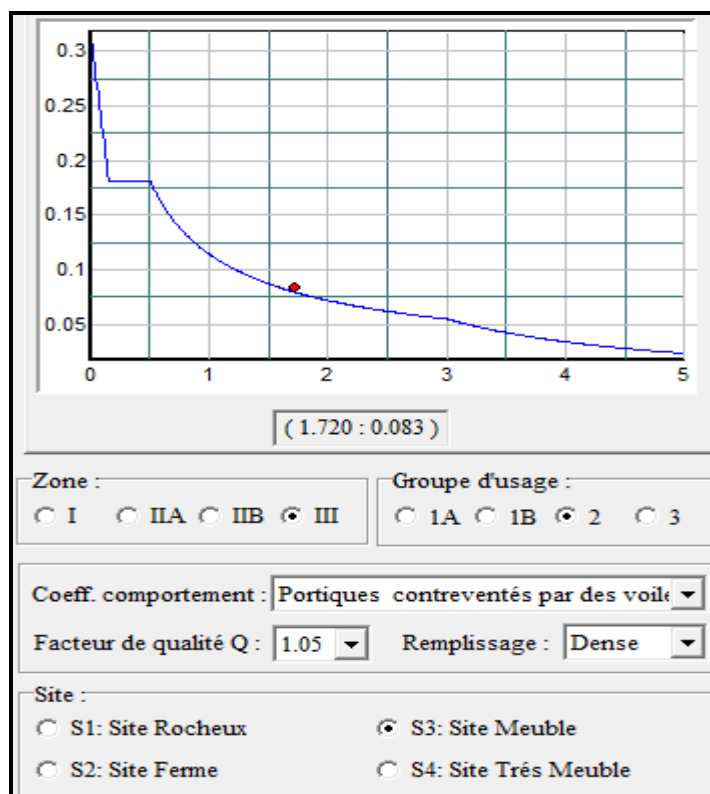
La structure est soumise à des charges permanentes G, et a des surcharges d'exploitation Q.



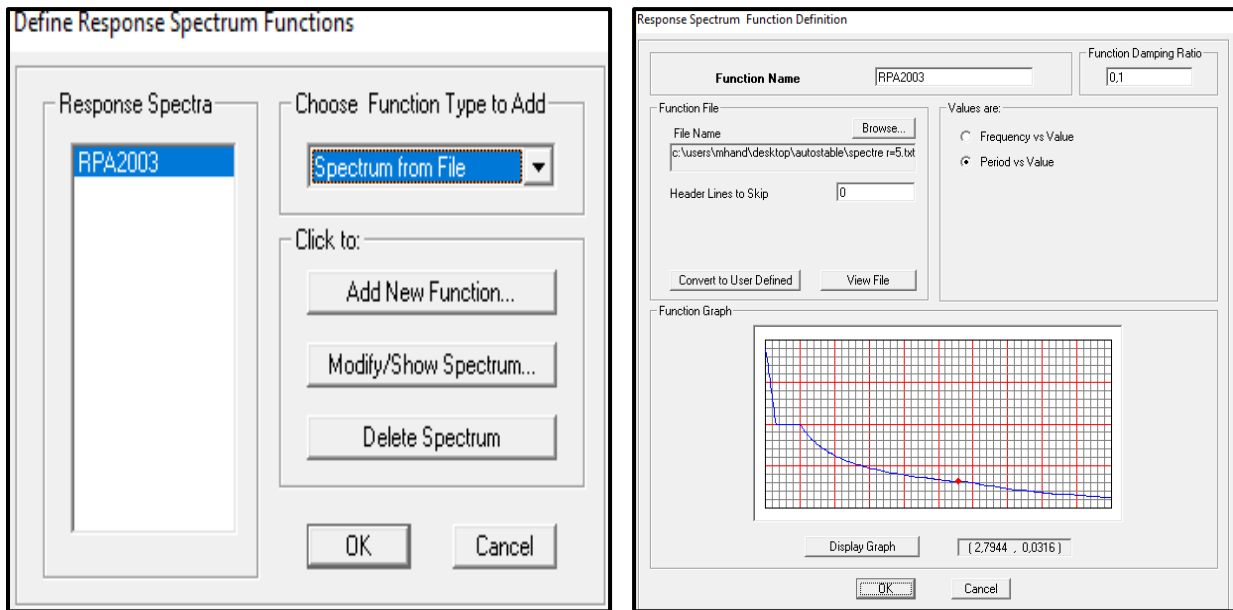
#### B) Les Charges dynamiques (Sismiques) :

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes :

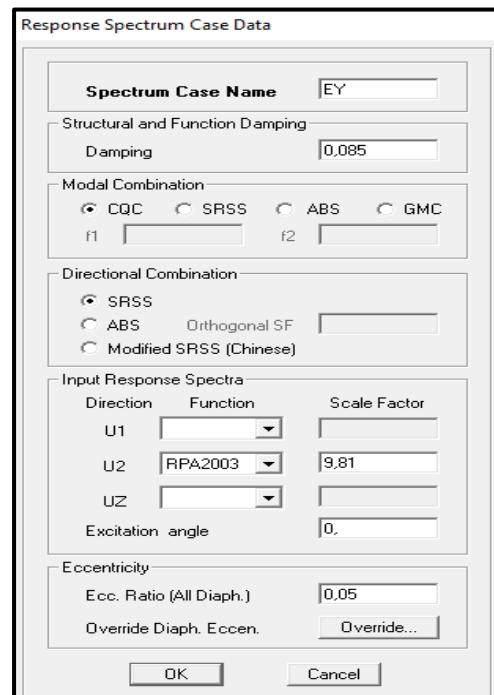
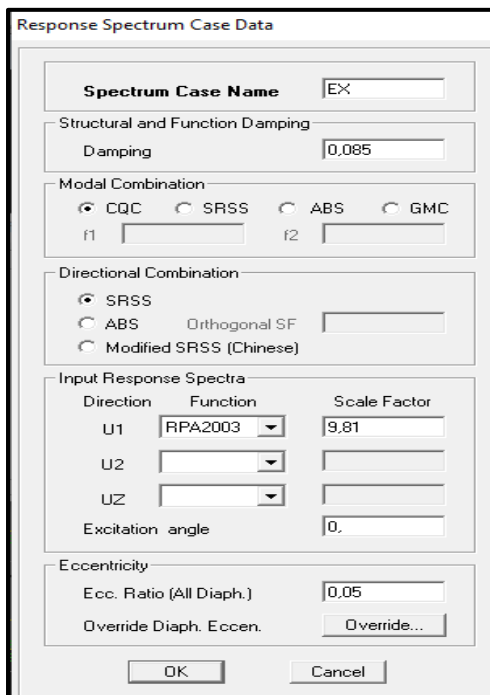
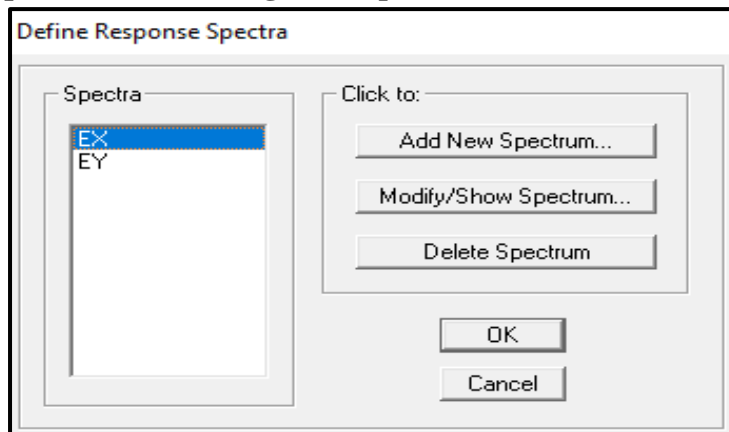
##### ► 1ère étape : Définition du spectre de réponse



► 2ème étape : Introduction du spectre

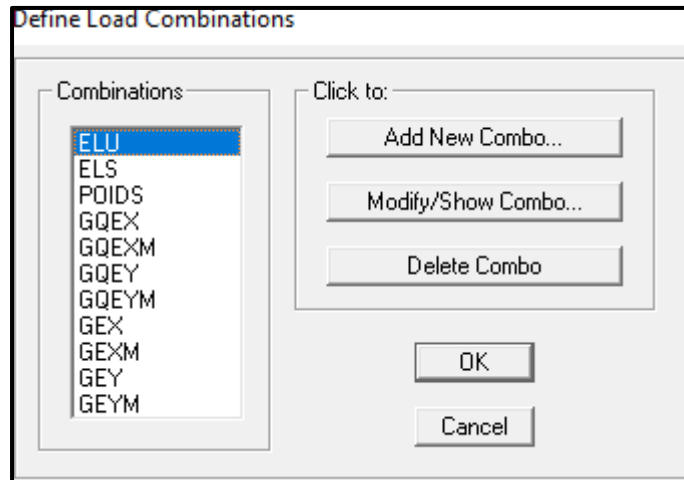


► 3ème étape : Définir la charge sismique



### C) Combinaisons de charges :

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU, à l'ELS, et les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99.



### 4) Lancement de l'analyse :

Les étapes nécessaires sont introduites, donc on passe à la phase de calcul qui permettra de faire une modélisation numérique de la structure avec ETABS et ainsi avoir des résultats.

### 5) Visualisation des résultats :

La modélisation du bâtiment avec ETABS a permis de tirer et déduire de différents résultats qui seront vérifiés et exploités pour le ferrailage de différents éléments.

## IV.4 Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

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

Avec

**T<sub>2</sub>**: Période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99/V2003)

T<sub>2</sub> = 0.50s pour un site meuble.

### 1) Pourcentage d'amortissements ε (%) :

ε (%) : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003)

ε = 7% : Construction auto stable.

### 2) Facteur de correction d'amortissement η :

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7 \rightarrow \text{D'où } \eta = 0.882 > 0.7 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### 3) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :  $Q=1+\Sigma P_q$

P<sub>q</sub> : pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Tableau IV.1 : Facteur d'amplification dynamique moyen

Critère de qualité	Critère observe (oui/non)	Pénalité
1- Condition minimale de file porteuse	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Qualité des matériaux	Oui	0
6- Suivi et contrôle des travaux	Oui	0

D'où :  $Q = 1.05$

#### 4) Coefficient d'accélération de zone A :

Il dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2  
 D'après le tableau (Tab IV.1)  
 Zone sismique : III

} → **A = 0.25**

#### 5) Facteur d'amplification moyen D :

Facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement, et de la période fondamentale de la structure (T).

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

$T_2$ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003;  $T_2$  (S3) = 0.50s

Dans notre cas :  $T_2 = 0.5s < T_{etabs} = 0.735s < 3s$  donc :  $D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$

$$D = 2.5 \times 0.882 \times (0.5/0.735)^{\frac{2}{3}} = 1.7$$

$$D = 1.7$$

### 6) Détermination de coefficient comportement de la structure (**R**) :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du système de contreventement.

On prend : **R = 3.5**

### 7) Détermination du poids **w** :

Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le (RPA99-V2003)

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :

**W<sub>i</sub>** : poids total de la structure.

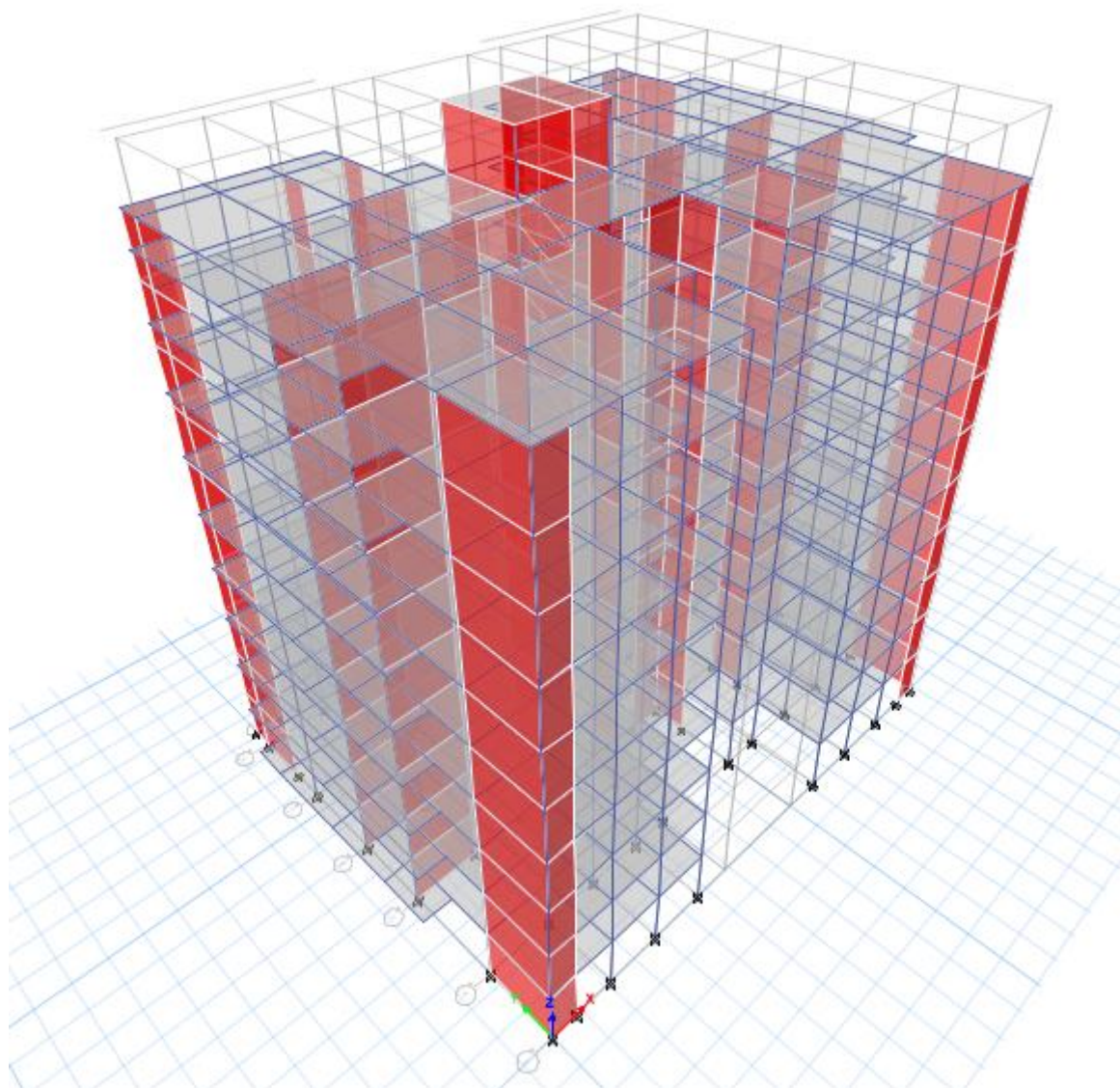
**W<sub>Gi</sub>** : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : charge d'exploitation.

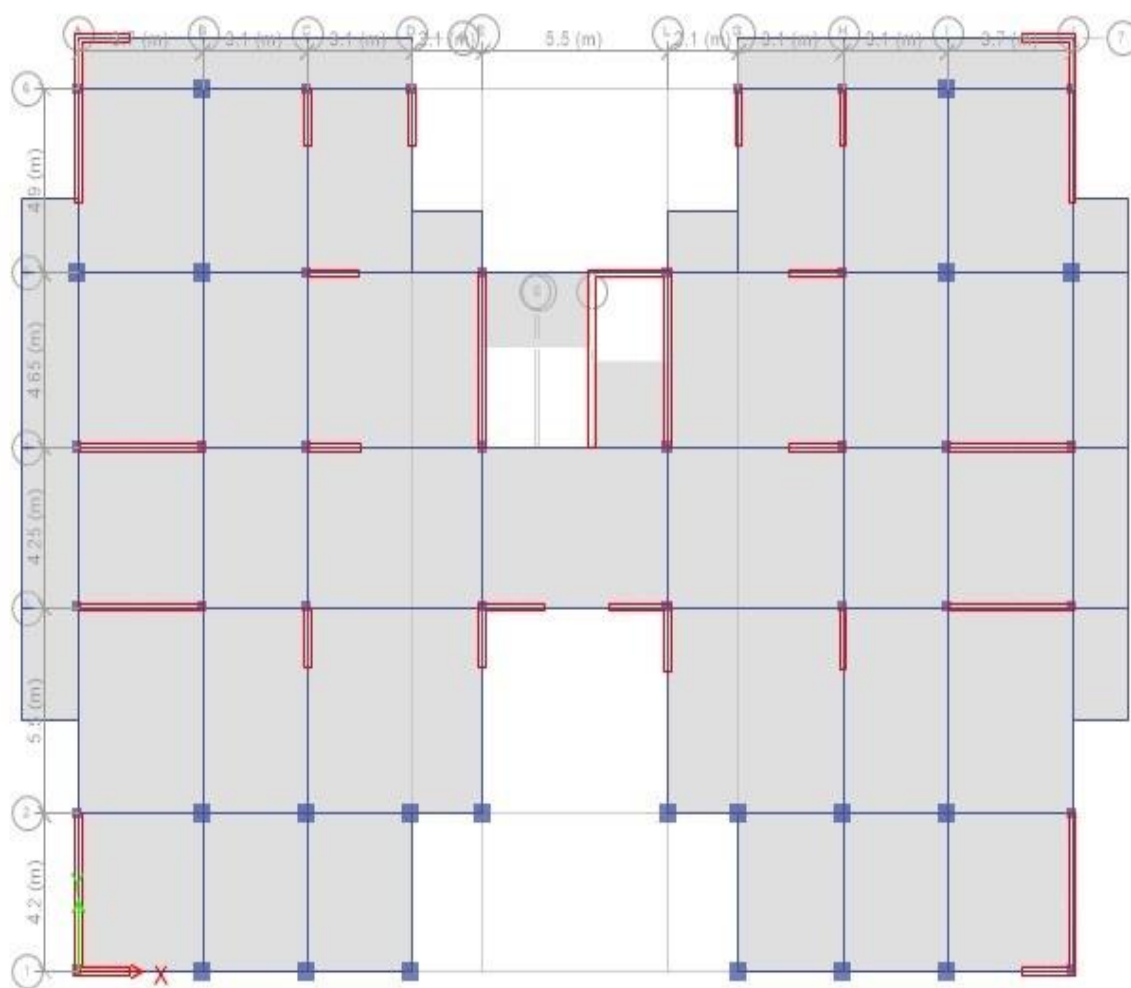
**β** : coefficient de pondération donne par le tableau 4.5 du (RPA 99-V2003)

**β = 0.2** (Bâtiments d'habitation)

Le poids total de la structure est donné par l'ETABS.



**Figure IV.1 : Vue en 3D de la Structure**



**Figure IV.2 : Vue en Plans de la structure**

### IV.5 Vérification des résultats du logiciel selon le (RPA99-V2003) :

Après avoir introduit la structure ainsi que ces éléments \* sans chargement statique et dynamique a été lancé. On procède maintenant aux différentes vérifications en utilisant les résultats tirés du logiciel.

#### a) Vérification de la période fondamentale :

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{cr} = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)} \quad (\text{Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003})$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé  $C_T=0.05$

D'où :  $h_N = 31.5\text{m}$  ;  $T_c = 0.05 \times 31.5^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.665\text{s}$

Après majoration de 30% on aura  $T = 0.665 \times 1.3 = 0.864\text{s}$

La période analytique tirée des tableaux donnés par le logiciel ETABS est  $T_{ETABS} = 0.735\text{s}$

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.735	0.0041	0.672	0.0041	0.672	0.0065	0.0065
2	0.717	0.0828	0.0095	0.0869	0.6815	0.5889	0.5955
3	0.636	0.6366	0.001	0.7235	0.6825	0.085	0.6805
4	0.186	0.12	0.0019	0.8435	0.6843	0.033	0.7135
5	0.176	0.0015	0.1765	0.845	0.8609	0.0001	0.7136
6	0.169	0.0227	0.0001	0.8677	0.861	0.151	0.8646
7	0.087	0.0567	0.0001	0.9244	0.861	0.0024	0.867
8	0.076	0.0002	0.0658	0.9246	0.9268	0.0009	0.8679
9	0.075	0.0015	0.0011	0.9262	0.9279	0.064	0.9319
10	0.052	0.0296	2.795E-05	0.9558	0.9279	0.0007	0.9326
11	0.045	0.0002	0.0244	0.956	0.9523	0.0078	0.9404
12	0.045	0.0002	0.0082	0.9562	0.9605	0.0233	0.9637

Figure IV.3 : Tableau de la période fondamentale et participation massique et rotationnel tiré de l'ETABS

Tableau IV.2 : La période fondamentale et participation massique et rotationnel

Mode	Période (S)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.735	0.0041	0.6720	0.0041	0.672	0.0065	0.0065
2	0.717	0.0828	0.0095	0.0869	0.6815	0.5889	0.5955
3	0.636	0.6366	0.001	0.7235	0.6825	0.085	0.6805
4	0.186	0.12	0.0019	0.8435	0.6843	0.033	0.7135
5	0.176	0.0015	0.1765	0.845	0.8609	0.0001	0.7136
6	0.169	0.0227	0.0001	0.8677	0.861	0.151	0.8646
7	0.087	0.0567	0.0001	0.9244	0.861	0.0024	0.867
8	0.076	0.0002	0.0658	0.9246	0.9268	0.0009	0.8679
9	0.075	0.0015	0.0011	0.9262	0.9279	0.064	0.9319
10	0.052	0.0296	2.795E-05	0.9558	0.9279	0.0007	0.9326
11	0.045	0.0002	0.0244	0.956	0.9523	0.0078	0.9404
12	0.045	0.0002	0.0082	0.9562	0.9605	0.0233	0.9637

$$T_{ETABS} = 0.735 \text{ s} < T_{empirique} = 0.864 \text{ s}$$

Condition Vérifiée

### b) Vérification du Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être tel que:

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% ; (RPA99-V2003 ; Art 4.3.4)

- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> mode ( ) (résultat de la modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d'où la condition de RPA est vérifiée

### Vérification de translation :

Mode -1 : UY = 67.20%	→	(Translation)	Condition Vérifiée
Mode -2 : RZ = 58.89%	→	(Rotation)	Condition Vérifiée
Mode -3 : UX = 63.66%	→	(Translation)	Condition Vérifiée

### - Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R :

L'objet dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par ETABS.

### Récapitulatif des résultats :

**Tableau IV.3 : Justification de système de contreventement**

	Forces reprises par les voiles et les portiques		Forces reprises par les voiles uniquement		Forces reprises par les portiques uniquement	
	kN	(%)	kN	(%)	kN	(%)
<b>Ex</b>	80959.954	100	64285.561	79.404	16674.393	20.596
<b>Ey</b>	76440.277	100	66241.929	86.658	10198.348	13.342
<b>Poids</b>	440518.774	100	301707.709	68.489	138811.065	31.511

### Conclusion :

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles dans notre cas reprennent **68.489 %** des efforts verticaux **> 20 %**

Pour la reprise des charges horizontales, on remarque que les voiles dans ce bâtiment reprennent la totalité des efforts horizontales (**>75%**) dans le sens X-X et dans le sens Y-Y

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système : **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé R= 3.5**

### c) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : (RPA 99/version 2003 Art

#### 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

RDC → 2<sup>ème</sup> étage : 50x50

3<sup>ème</sup> → 5<sup>ème</sup> étage : 40x40

6<sup>ème</sup> → 9<sup>ème</sup> étage : 30x30

#### Pour les poteaux 50x50

$$V = \frac{1712.28 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.5 \times 25} = 0.27 \leq 0.3$$

**Condition Vérifiée**

#### Pour les poteaux 40x40

$$V = \frac{1106.11 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.4 \times 25} = 0.28 \leq 0.3$$

**Condition Vérifiée**

#### Pour les poteaux 30x30

$$V = \frac{609.39 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3 \times 25} = 0.27 \leq 0.3$$

**Condition Vérifiée**

Story	Column	Load Case/Combo	P kN	Story	Column	Load Case/Combo	P kN	Story	Column	Load Case/Combo	P kN
ETAGE 1	C19	0.8G-EY Min	-954.1928	ETAGE 3	C24	ELU	-812.8347	ETAGE 6	C24	ELU	-449.5157
ETAGE 1	C19	0.8G-EY Min	-947.4428	ETAGE 3	C24	ELU	-805.5447	ETAGE 6	C24	ELU	-445.415
RDC	C19	G	-1070.5942	ETAGE 3	C25	ELU	-674.3341	ETAGE 6	C24	ELU	-441.3144
RDC	C19	G	-1062.1567	ETAGE 3	C25	ELU	-667.0441	ETAGE 6	C25	ELU	-361.1202
RDC	C19	G	-1053.7192	ETAGE 3	C25	ELU	-659.7541	ETAGE 6	C25	ELU	-357.0195
RDC	C19	Q	-177.9869	ETAGE 3	C26	ELU	-590.6783	ETAGE 6	C25	ELU	-352.9189
RDC	C19	Q	-177.9869	ETAGE 3	C26	ELU	-583.3883	ETAGE 6	C26	ELU	-294.3411
RDC	C19	Q	-177.9869	ETAGE 3	C26	ELU	-576.0983	ETAGE 6	C26	ELU	-290.2405
RDC	C19	EX Max	112.1692	ETAGE 3	C27	ELU	-786.8193	ETAGE 6	C26	ELU	-286.1399
RDC	C19	EX Max	112.1692	ETAGE 3	C27	ELU	-779.5293	ETAGE 6	C27	ELU	-442.73
RDC	C19	EX Max	112.1692	ETAGE 3	C27	ELU	-772.2393	ETAGE 6	C27	ELU	-438.6294
RDC	C19	EY Max	231.8194	ETAGE 3	C28	ELU	-1106.1102	ETAGE 6	C27	ELU	-434.5288
RDC	C19	EY Max	231.8194	ETAGE 3	C28	ELU	-1098.8202	ETAGE 6	C28	ELU	-609.3943
RDC	C19	EY Max	231.8194	ETAGE 3	C28	ELU	-1091.5302	ETAGE 6	C28	ELU	-605.2937
RDC	C19	ELU	-1712.2826	ETAGE 3	C29	ELU	-1090.7719	ETAGE 6	C28	ELU	-601.1931
RDC	C19	ELU	-1700.892	ETAGE 3	C29	ELU	-1083.4819	ETAGE 6	C29	ELU	-573.1951
RDC	C19	ELU	-1689.5013	ETAGE 3	C29	ELU	-1076.1919	ETAGE 6	C29	ELU	-569.0944
RDC	C19	ELS	-1248.5811	ETAGE 3	C30	ELU	-676.1261	ETAGE 6	C29	ELU	-564.9938

**Poteau 50 x 50**

**Poteau 40 x 40**

**Poteau 30 x 30**

Figure IV.4 : Tableau des efforts normaux aux niveaux du différent poteau tiré par ETABS

**d) Vérification de l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre des rigidités (CR) :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- Excentricité théorique résultante des plans

**Excentricité accidentelle : (RPA99-V03 ; Art 4.2.7)**

$$e_x = 5\%L_x = 0.05 \times 32.8 = 1.64 \text{ m}$$

$$e_y = 5\%L_y = 0.05 \times 24.85 = 1.24 \text{ m}$$

**Excentricité théorique :**

$$E_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$E_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

**Figure IV.5 : Tableau de l'excentricité selon X-X tiré par ETABS**

Story	Diaphragm	XCM m	XCR m
ETAGE 9	D1	14.7824	14.7787
ETAGE 8	D1	14.7685	14.7824
ETAGE 7	D1	14.7685	14.7884
ETAGE 6	D1	14.7685	14.7962
ETAGE 5	D1	14.7684	14.8049
ETAGE 4	D1	14.7683	14.8141
ETAGE 3	D1	14.7683	14.8222
ETAGE 2	D1	14.7681	14.8275
ETAGE 1	D1	14.768	14.8268
RDC	D1	14.768	14.8115

**Tableau IV.4 : L'excentricité selon X-X**

ETAGES	Diaphragme	XCM (m)	XCR (m)	Excentricité (m)	0.05Lx	Condition
ETAGE 9	D1	14.7824	14.7787	0.0037	1.64	Vérifiée
ETAGE 8	D1	14.7685	14.7824	-0.0139	1.64	Vérifiée
ETAGE 7	D1	14.7685	14.7884	-0.0199	1.64	Vérifiée
ETAGE 6	D1	14.7685	14.7962	-0.0277	1.64	Vérifiée
ETAGE 5	D1	14.7684	14.8049	-0.0365	1.64	Vérifiée
ETAGE 4	D1	14.7683	14.8141	-0.0458	1.64	Vérifiée
ETAGE 3	D1	14.7683	14.8222	-0.0539	1.64	Vérifiée
ETAGE 2	D1	14.7681	14.8275	-0.0594	1.64	Vérifiée
ETAGE 1	D1	14.7680	14.8268	-0.0588	1.64	Vérifiée
RDC	D1	14.7680	14.8115	-0.0435	1.64	Vérifiée

Figure IV.6 : Tableau de l'excentricité selon Y-Y tiré par ETABS

Story	Diaphragm	YCM m	YCR m
ETAGE 9	D1	12.9091	13.9376
ETAGE 8	D1	12.7721	13.8791
ETAGE 7	D1	12.7721	13.8094
ETAGE 6	D1	12.772	13.732
ETAGE 5	D1	12.7416	13.6533
ETAGE 4	D1	12.7064	13.5914
ETAGE 3	D1	12.7064	13.5314
ETAGE 2	D1	12.6669	13.4704
ETAGE 1	D1	12.623	13.4453
RDC	D1	12.623	13.3779

Tableau IV.5 : L'excentricité selon Y-Y

ETAGES	Diaphragme	YCM (m)	YCR (m)	Excentricité (m)	0.05Ly	Condition
ETAGE 9	D1	12.9091	13.9376	-1.0285	1.24	Vérifiée
ETAGE 8	D1	12.7721	13.8791	-1.107	1.24	Vérifiée
ETAGE 7	D1	12.7721	13.8094	-1.0373	1.24	Vérifiée
ETAGE 6	D1	12.7720	13.7320	-0.96	1.24	Vérifiée
ETAGE 5	D1	12.7416	13.6533	-0.9117	1.24	Vérifiée
ETAGE 4	D1	12.7064	13.5914	-0.885	1.24	Vérifiée
ETAGE 3	D1	12.7064	13.5314	-0.825	1.24	Vérifiée
ETAGE 2	D1	12.6669	13.4704	-0.8035	1.24	Vérifiée
ETAGE 1	D1	12.6230	13.4453	-0.8223	1.24	Vérifiée
RDC	D1	12.6230	13.3779	-0.7549	1.24	Vérifiée

**e) Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{Art 4.4.3; RPA99-V2003})$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : facteur de comportement de la structure.

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e \quad (\text{art 5.10; RPA99-V2003})$$

**Suivant X-X :**

**Figure IV.7 : Tableau de déplacements inter-étages selon X-X tiré par ETABS**

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m
ETAGE 9	D1	EX Max	0.027271
ETAGE 8	D1	EX Max	0.024945
ETAGE 7	D1	EX Max	0.022363
ETAGE 6	D1	EX Max	0.019471
ETAGE 5	D1	EX Max	0.016303
ETAGE 4	D1	EX Max	0.012967
ETAGE 3	D1	EX Max	0.009565
ETAGE 2	D1	EX Max	0.006266
ETAGE 1	D1	EX Max	0.003331
RDC	D1	EX Max	0.001064

**Tableau IV.6 : Calcul des déplacements inter-étages selon X-X**

ETAGE	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k = R * \delta_{ek}$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0.01he	Observation
ETAGE 9	D1	EX	0.02727	0.09544	0.00814	0.0315	C.V
ETAGE 8	D1	EX	0.02494	0.08730	0.00903	0.0315	C.V
ETAGE 7	D1	EX	0.02236	0.07827	0.01012	0.0315	C.V
ETAGE 6	D1	EX	0.01947	0.06814	0.01108	0.0315	C.V
ETAGE 5	D1	EX	0.01630	0.05706	0.01167	0.0315	C.V
ETAGE 4	D1	EX	0.01296	0.04538	0.01190	0.0315	C.V
ETAGE 3	D1	EX	0.00956	0.03347	0.01154	0.0315	C.V
ETAGE 2	D1	EX	0.00626	0.02193	0.01027	0.0315	C.V
ETAGE 1	D1	EX	0.00333	0.01165	0.00793	0.0315	C.V
RDC	D1	EX	0.00106	0.00372	0.00372	0.0315	C.V

Suivant Y-Y :

Figure IV.8 : Tableau de déplacements inter-étages selon Y-Y tiré par ETABS

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY m
ETAGE 9	D1	EY Max	0.034973
ETAGE 8	D1	EY Max	0.03098
ETAGE 7	D1	EY Max	0.026834
ETAGE 6	D1	EY Max	0.022561
ETAGE 5	D1	EY Max	0.018233
ETAGE 4	D1	EY Max	0.013978
ETAGE 3	D1	EY Max	0.00992
ETAGE 2	D1	EY Max	0.006241
ETAGE 1	D1	EY Max	0.003178
RDC	D1	EY Max	0.000972

Tableau IV.7 : Calcul des déplacements inter-étages selon Y-Y

ETAGE	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_{k=R*\delta_{ek}}$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0.01he	Observation
ETAGE 9	D1	EY	0.03497	0.12240	0.01397	0.0315	C.V
ETAGE 8	D1	EY	0.03098	0.10843	0.01452	0.0315	C.V
ETAGE 7	D1	EY	0.02683	0.09391	0.01495	0.0315	C.V
ETAGE 6	D1	EY	0.02256	0.07896	0.01515	0.0315	C.V
ETAGE 5	D1	EY	0.01823	0.06381	0.01489	0.0315	C.V
ETAGE 4	D1	EY	0.01397	0.04892	0.01420	0.0315	C.V
ETAGE 3	D1	EY	0.00992	0.03472	0.01288	0.0315	C.V
ETAGE 2	D1	EY	0.00624	0.02184	0.01072	0.0315	C.V
ETAGE 1	D1	EY	0.00317	0.01112	0.00772	0.0315	C.V
RDC	D1	EY	0.00097	0.00340	0.00340	0.0315	C.V

**Remarque :**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible **(Condition Vérifiée)**

**f) Vérification de l'effet P-Delta :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de bâtiments.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$$

Avec :

$P_k$  : poids de l'étage « k »

$V_k$  : effort tranchant d'étage « k »

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$H_k$  : hauteur d'étage « k »

Si  $\theta_k \leq 0.1$  : effet P-Delta peut être négligés.

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal :  $1/(1 - \theta_k)$

Si  $\theta_k > 0.2$  : Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

Story	Load Case	Shear X kN	Story	Load Case	Shear Y kN
ETAGE 9	EX	2282.3523	ETAGE 9	EY	2342.0567
ETAGE 8	EX	4222.3829	ETAGE 8	EY	4184.276
ETAGE 7	EX	5836.2441	ETAGE 7	EY	5610.2652
ETAGE 6	EX	7223.7601	ETAGE 6	EY	6795.4759
ETAGE 5	EX	8400.4767	ETAGE 5	EY	7788.1762
ETAGE 4	EX	9392.017	ETAGE 4	EY	8638.327
ETAGE 3	EX	10184.3259	ETAGE 3	EY	9344.1571
ETAGE 2	EX	10778.2564	ETAGE 2	EY	9899.6031
ETAGE 1	EX	11184.7929	ETAGE 1	EY	10308.4574
RDC	EX	11356.4586	RDC	EY	10497.1351

**Figure IV.9 : Tableau de l'effort tranchant aux niveaux des étages selon XX et YY tiré par ETABS**

Sens X-X :

Tableau IV.8 : Calcul de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X-X

ETAGE	Diaphragme	Mass X (Kg)	Pk	$\Delta k$	Vk (kN)	hk (m)	$\theta$
ETAGE 9	D1	695837.81	6826.1689	0.00814	2282.3523	3.15	0.0771
ETAGE 8	D1	786776.68	7727.0572	0.00903	4222.3829	3.15	0.0522
ETAGE 7	D1	786776.68	7727.0572	0.01012	5836.2441	3.15	0.0423
ETAGE 6	D1	786776.68	7727.0572	0.01108	7223.7601	3.15	0.0374
ETAGE 5	D1	791262.16	7771.0598	0.01167	8400.4767	3.15	0.0340
ETAGE 4	D1	796883.34	7826.2036	0.01190	9392.017	3.15	0.0313
ETAGE 3	D1	796883.34	7826.2036	0.01154	10184.3259	3.15	0.0280
ETAGE 2	D1	802974.87	7885.9615	0.01027	10778.2564	3.15	0.0237
ETAGE 1	D1	810202.11	7956.8607	0.00793	11184.7929	3.15	0.0178
RDC	D1	810202.11	7956.8607	0.00372	11356.4586	3.15	0.0083

Sens Y-Y :

Tableau IV.9 : Calcul de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y-Y

ETAGE	Diaphragme	Mass Y (Kg)	Pk	$\Delta k$	Vk (kN)	hk (m)	$\theta$
ETAGE 9	D1	695837.81	6826.1689	0.01397	2342.0567	3.15	0.0130
ETAGE 8	D1	786776.68	7727.0572	0.01452	4184.276	3.15	0.0849
ETAGE 7	D1	786776.68	7727.0572	0.01495	5610.2652	3.15	0.0651
ETAGE 6	D1	786776.68	7727.0572	0.01515	6795.4759	3.15	0.0543
ETAGE 5	D1	791262.16	7771.0598	0.01489	7788.1762	3.15	0.0468
ETAGE 4	D1	796883.34	7826.2036	0.01420	8638.327	3.15	0.0406
ETAGE 3	D1	796883.34	7826.2036	0.01288	9344.1571	3.15	0.0340
ETAGE 2	D1	802974.87	7885.9615	0.01072	9899.6031	3.15	0.0270
ETAGE 1	D1	810202.11	7956.8607	0.00772	10308.4574	3.15	0.0188
RDC	D1	810202.11	7956.8607	0.00340	10497.1351	3.15	0.0082

Remarque :

La condition est vérifiée donc les effets du second ordre peuvent être négligés.

**g) Vérification de l'effort tranchant a la base :**

La résultante des forces sismiques à la base (V) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (VMSE) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Si  $V < (0.80 VMSE)$ , il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse

$W_t = 80429.3$  kN (donné par ETABS)

Story	Load Case/Combo	Location	P kN
ASCENSEUR	G+0.2Q	Bottom	379.4062
ETAGE 9	G+0.2Q	Bottom	8087.9603
ETAGE 8	G+0.2Q	Bottom	16016.2743
ETAGE 7	G+0.2Q	Bottom	23944.5884
ETAGE 6	G+0.2Q	Bottom	31872.9025
ETAGE 5	G+0.2Q	Bottom	39900.3291
ETAGE 4	G+0.2Q	Bottom	47927.7556
ETAGE 3	G+0.2Q	Bottom	55955.1822
ETAGE 2	G+0.2Q	Bottom	64113.2213
ETAGE 1	G+0.2Q	Bottom	72271.2604
RDC	G+0.2Q	Bottom	80429.2994

**Figure IV.10 : Tableau de poids total de la structure tiré par ETABS**

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN
EX Max	11356.4586	454.9235	0
EY Max	454.9232	10497.1351	2.011E-06

**Figure IV.11 : Tableau de l'effort tranchant au niveau de la base tiré par ETABS**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t = \frac{0.25 \times 1.7 \times 1.05}{3.5} \times 80429.3 = 10254.74 \text{ kN}$$

**Tableau IV.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base**

Sens	V (kN)	0.8V (kN)	V (Etabs) (kN)	Obs
X	10254.74	8203.79	11356.4586	C.V
Y	10254.74	8203.79	10497.1351	C.V

**Remarque :** L'effort tranchant à la base est vérifié.

### **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- L'effort normal réduit est vérifié.

Toutes les vérifications vis-à-vis du **(RPA99-V2003)** sont satisfaites, on passe donc à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer la structure.

# Chapitre V

---

## **Ferraillage des éléments structuraux**

---

## V.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivant :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant, les combinaisons considérées pour les calculs sont :
  - $1.35G + 1.5Q$  à l'ELU
  - $G + Q + E$  RPA99 révisé 2003
  - $0,8G \pm E$  RPA99 révisé 2003

**Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle**

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (Mpa)	$\gamma_s$	$F_e$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Durable	1.50	25	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1.00	400	400

### V.1.1-Recommandations du RPA99 version 2003 :

#### a) Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $50\varnothing$  en zone III.
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de **(0.9%)** en zone III.
- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA

Section de poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal (cm <sup>2</sup> ) $A_{min} = 0.9\% \times (b \times h)$	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \times (b \times h)$	Zone courante $A_{max} = 4\% \times (b \times h)$
50x50	22.5	150	100
40x40	14.4	96	64
30x30	8.1	54	36

► **Étapes de calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

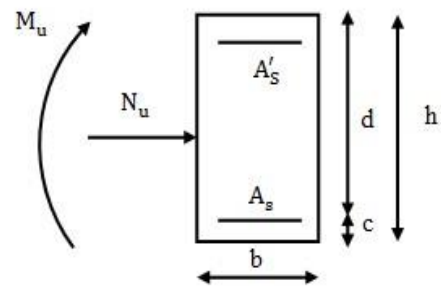
La section du poteau est soumise à la flexion composée, sous un effort de compression  $N_u$  appliqué au centre de gravité et un moment de flexion  $M_u$  par rapport au centre de gravité G

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section entièrement comprimée (SEC)

• **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$



- 1<sup>er</sup> cas : Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad \text{Avec} \quad M_f : \text{Moment fictif}$$

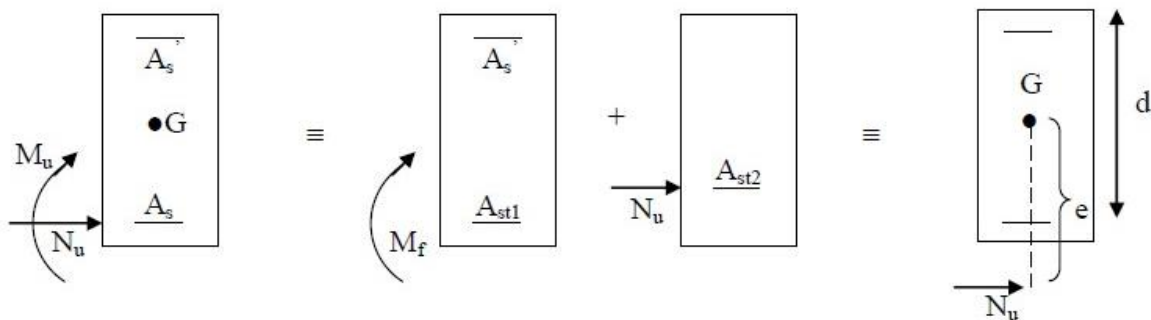


Figure V.1 : Schéma de calcul en flexion composée

### • Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

- Si  $\mu_b < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

Nous allons extraire  $\beta$  à partir des abaques

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

- Si  $\mu_b < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA)

On calcule :  $\begin{cases} M_l = \mu_l bd^2 f_{bc} \\ \Delta_M = M_f - M_r \end{cases}$  Avec  $M_l$  : Moment ultime

$$A_{stf} \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta_M}{dc' \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta_M}{(d - c') \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A'_s = A' ; \quad A_s = A_{stf} - \frac{M_u}{\sigma_s}$$

### 2<sup>ème</sup> cas : Section entièrement tendue (SET)

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

#### Efforts normaux :

$N < 0$  : Compression

$N > 0$  : Traction

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$A'_s = \frac{N_u}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

### 3<sup>ème</sup> cas : Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c)bh^2f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$- \text{ Si } N_u(d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 \frac{c'}{h}}$$

$$- \text{ Si } N_u(d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

### Remarque :

Si l'excentricité est nulle ( $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ ) la compression est pure, le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

$\sigma_{st}$  : contrainte de l'acier.

► **Calcul du ferrailage des poteaux :**

• **Exemple de calcul manuel :**

Pour le poteau (50×50) :

$$N_{\max} = 1712.28 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{corr}} = -63.037 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-63.037 \times 10^2}{1712.28} = 3.68 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 5 = 20 \text{ cm} \quad (c = 5 \text{ cm})$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

- **Calcul de  $N_u(d - c') - M_f$  et  $(0.337 - 0.81c')bh^2f_{bc}$  Avec  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$**

$$d = h - c = 0.5 - 0.05 = \mathbf{0.45 \text{ m}}$$

$$M_f = 63.037 + 1712.28 \left( \frac{0.5}{2} - 0.05 \right) = \mathbf{405.493 \text{ kN.m}}$$

$$N_u(d - c') - M_f = (0.45 - 0.05) \times 1712.28 - 405.493 = \mathbf{279.419 \text{ kN.m}}$$

$$(0.337 - 0.81c')bh^2f_{bc} = (0.337 - 0.810 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337 - 0.81c')bh^2f_{bc} = \mathbf{518.875 \text{ kN.m}}$$

$$N_u(d - c') - M_f = \mathbf{279.419 \text{ kN.m}} < (0.337 - 0.81c')bh^2f_{bc} = \mathbf{518.875 \text{ kN.m}} \rightarrow \mathbf{SEC}$$

Donc on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc}$$

$$\left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc} = \left( 0.5 - \frac{0.05}{0.5} \right) \times 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = \mathbf{700 \text{ kN.m}}$$

$$N_u(d - c') - M_f = \mathbf{279.419 \text{ kN.m}} < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc} = \mathbf{700 \text{ kN.m}}$$

- **Calcul des armatures : (Situation Accidentel)**

$$A_{sc1} = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh^2f_{bu}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{1712.28(0.45 - 0.05) - 405.493}{0.5 \times 0.5^2 \times 18.48 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.05}{0.5}} = 0.631$$

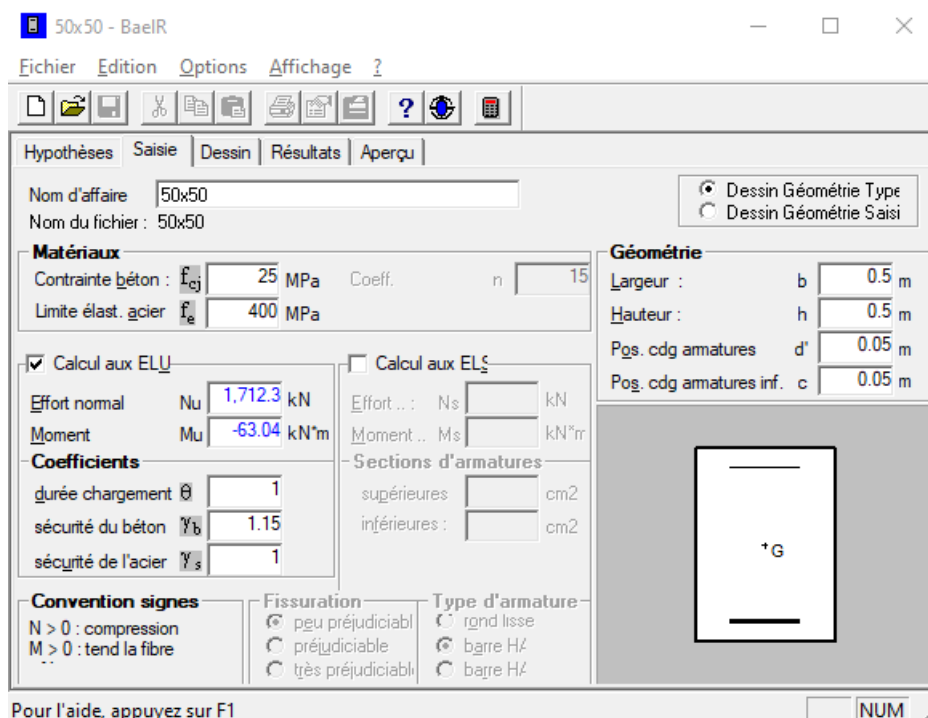
$$A_{sc1} = \frac{1712.28 - 100 \times 0.631 \times 0.5 \times 0.5 \times 18.48 \times 10^3}{100 \times 400 \times 10^3} = -0.007 \text{ cm}^2 \approx \mathbf{0}$$

$$A_{sc2} = \mathbf{0}$$

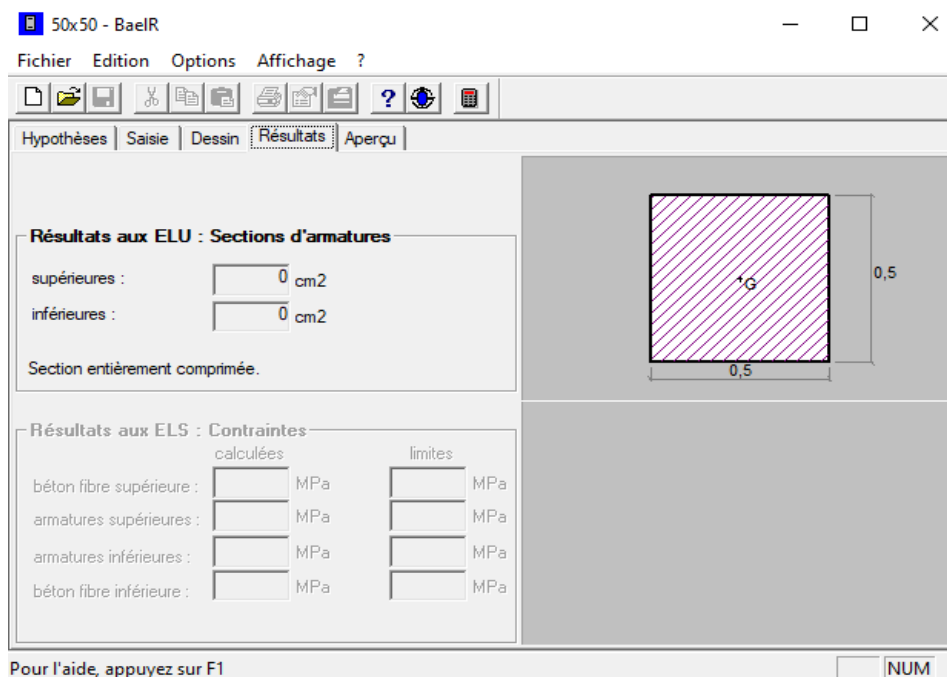
- **Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

Pour la suite du ferrailage de poteaux on utilise le logiciel Socotec

On introduit les caractéristiques mécaniques et géométriques des poteaux :



**Figure V.2 : Caractéristiques et sollicitation de la section**



**Figure V.3 : Résultat de calcul de la section d'armature avec SOCOTEC**

### Conclusion :

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel Socotec, on a trouvé les mêmes résultats.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant : (les calculs sont faits à l'aide du logiciel SOCOTEC)

Tableau V.3 : Calcul des armatures pour les poteaux

Niveau	N (kN)	M (kN.m)	Nature	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC – 2 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 1712.28	M <sub>cor</sub> = -63.037	SEC	50x50	0	0	22.5	4T20 + 8T16	28.66
	N <sub>min</sub> = -622.102	M <sub>cor</sub> = 19.561	SET		6.55	9			
	N <sub>cor</sub> = -1293.511	M <sub>max</sub> = 159.937	SET		6.17	26.16			
3 <sup>ème</sup> – 5 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 1106.110	M <sub>cor</sub> = -96.841	SEC	40x40	0	0	14.4	4T20 + 4T16	20.61
	N <sub>min</sub> = -369.763	M <sub>cor</sub> = 78.030	SPC		0	10.57			
	N <sub>cor</sub> = -686.707	M <sub>max</sub> = -125.679	SPT		18.27	0			
6 <sup>ème</sup> – 9 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 609.394	M <sub>cor</sub> = -4.620	SEC	30x30	8.1	7.14	8.1	4T14 + 4T12	10.68
	N <sub>min</sub> = -43.896	M <sub>cor</sub> = 38.501	SPC		0	3.21			
	N <sub>cor</sub> = -61.076	M <sub>max</sub> = 84.164	SPC		0	9.52			

**Remarque :**

Si les sections trouvées sont inférieure à celle exigées par le RPA, donc les poteaux seront ferrailés avec la section minimale réglementaire.

### b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux

#### ► Le Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99)

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ m}$$

$\phi_t$  : Diamètre max des armatures transversales.

$\phi_{lmax}$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

#### ► Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)

Selon le RPA la valeur maximale d'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suite :

##### - En zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$

##### - En zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_t\right)$$

$$\text{Poteau } 50 \times 50 : S_t \leq \min(25 \text{ cm}; 25 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau } 40 \times 40 : S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 20 \text{ cm}; 16 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 16 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau } 30 \times 30 : S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 15 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Avec :

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

### 1) Calcul d'armature transversale Selon le RPA 99 version 2003 : (Art 7.4.2.2 formule (7.1))

La section d'armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h_t f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2.50** si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire. C'est-à-dire :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right) ; l_f = 0.7 l_0$$

Avec :

$a, b$  : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Longueur libre du poteau.

- **Zone nodale : St = 10 cm**

**Poteau 50x50 :**

$$l_f = 0.7h_e = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.205}{0.5} = 4.41 \longrightarrow \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 137.140 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 2.571 \text{ cm}^2$$

**Poteau 40x40 :**

$$l_f = 0.7h_e = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.205}{0.4} = 5.513 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 121.616 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 1.9 \text{ cm}^2$$

**Poteau 30x30 :**

$$l_f = 0.7h_e = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.205}{0.3} = 7.35 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 54.069 \times 10^3}{30 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 1.126 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante : St = 15 cm**

**Poteau 50x50 : St = 15 cm**

$$A_t = \frac{3.75 \times 137.140 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 3.857 \text{ cm}^2$$

**Poteau 40x40 : St = 15 cm**

$$A_t = \frac{2.5 \times 121.616 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 2.85 \text{ cm}^2$$

**Poteau 30x30 : St = 10 cm**

$$A_t = \frac{2.5 \times 54.069 \times 10^3}{30 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 1.126 \text{ cm}^2$$

**2) Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.8\% \times S_t \times b$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = \text{Interpolation entre les deux valeurs limites}$$

**Poteau 50x50 :**

$$l_f = 0.7h_e = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.205}{0.5} = 4.41$$

$$3 \leq \lambda_g = 4.41 \leq 5 \longrightarrow \text{Interpolation} \longrightarrow A_t^{\min} = 0.45\% \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.0045 \times 10 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0.0045 \times 15 \times 50 = 3.375 \text{ cm}^2$$

**Poteau 40x40 :**

$$l_f = 0.7h_e = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.205}{0.4} = 5.513$$

$$\lambda_g = 5.513 \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

**Poteau 30x30 :**

$$l_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.205}{0.3} = 7.35$$

$$\lambda_g = 7.35 \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Tableau V.4 : Les résultats du ferrailage des armatures transversales

Niveaux	Section (cm)	A <sub>cal</sub> (cm)		A <sub>min</sub> (cm)		Choix des Barres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
		Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante		
RDC+1+2 (Étage) Zone I	50 x 50	2.571	3.857	2.25	3.375	4HA12	4.52
3+4+5 (Étage) Zone II	40 x 40	1.9	2.85	1.2	1.8	4HA10	3.14
6+7+8+9 (Étage) Zone III	30 x 30	1.126	1.126	0.9	0.9	4HA8	2.01

### 3) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

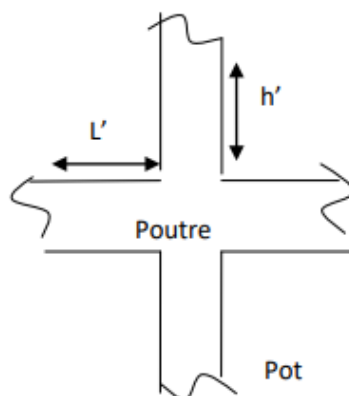


Figure V.4 : Délimitation de la zone nodale

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$h_e$  : La hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale ( $h_e = H - h_{pp}$ )

$b_1, h_1$  : Dimensions du poteau

Dans ce projet on a les mêmes hauteurs d'étages ( $H = 3.15\text{m}$ )

Section	H (cm)	$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$
Poteaux (50x50)	315	(45; 50; 50; 60) = 60cm
Poteaux (40x40)	315	(45; 40; 40; 60) = 60cm
Poteaux (30x30)	315	(45; 30; 30; 60) = 60cm

**a) Longueurs de recouvrement :** (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003)

Pour les HA20 :  $L_T = 50\phi = 50 \times 2 = 100$  cm

Pour les HA16 :  $L_T = 50\phi = 50 \times 1.6 = 80$  cm

Pour les HA14 :  $L_T = 50\phi = 50 \times 1.4 = 70$  cm

Pour les HA12 :  $L_T = 50\phi = 50 \times 1.2 = 60$  cm

**b) La longueur de scellement droit :** (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers haute adhérence

Pour les HA20 :  $L_s = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55$  cm  $\longrightarrow$  On prend : **Ls = 75 cm**

Pour les HA16 :  $L_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44$  cm  $\longrightarrow$  On prend : **Ls = 60 cm**

Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38$  cm  $\longrightarrow$  On prend : **Ls = 50 cm**

Pour les HA12 :  $L_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33$  cm  $\longrightarrow$  On prend : **Ls = 45 cm**

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement :** (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :

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

**Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles**

Niveau	$V_u$ (kN)	b (cm)	h (cm)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Vérification
RDC au 2 <sup>ème</sup> étage	137.140	50	50	4.41	0.04	0.55	1	$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$
3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	121.616	40	40	5.513	0.075	0.76	1	
6 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	54.069	30	30	7.35	0.075	0.6	1	

### V.1.2-Vérification à L'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

**a) État limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire

**b) État limite de compression du béton : (Art A.4.5,2/BAEL 91)**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

On a deux cas à vérifier :

- **Section partiellement comprimée :**

Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$  Donc la section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + I_c \quad \text{avec} \quad I_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$y_1$  : La distance entre axe neutre à l'ELS est la fibre la plus comprimée

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

$I_c$  : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times I_c^2 - 90A'_s \frac{I_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - I_c}{b}$$

$$q = -2 \times I_c^3 - 90A'_s \frac{(I_c - c')^2}{b} + 90A'_s \frac{(d - I_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0$  :

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{P}{3 \times u}$$

Si  $\Delta < 0$  : Equation admet trois racines

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{a}{3}\right) \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec :} \quad a = \text{arccos}\left(\frac{3q}{2P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + I_c$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut :  $\sigma_s = 15 \sigma_{bc}$

- **Section entièrement comprimée :**

Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  Donc la section est entièrement comprimée (**SEC**)

La section homogène est :  $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \times h}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

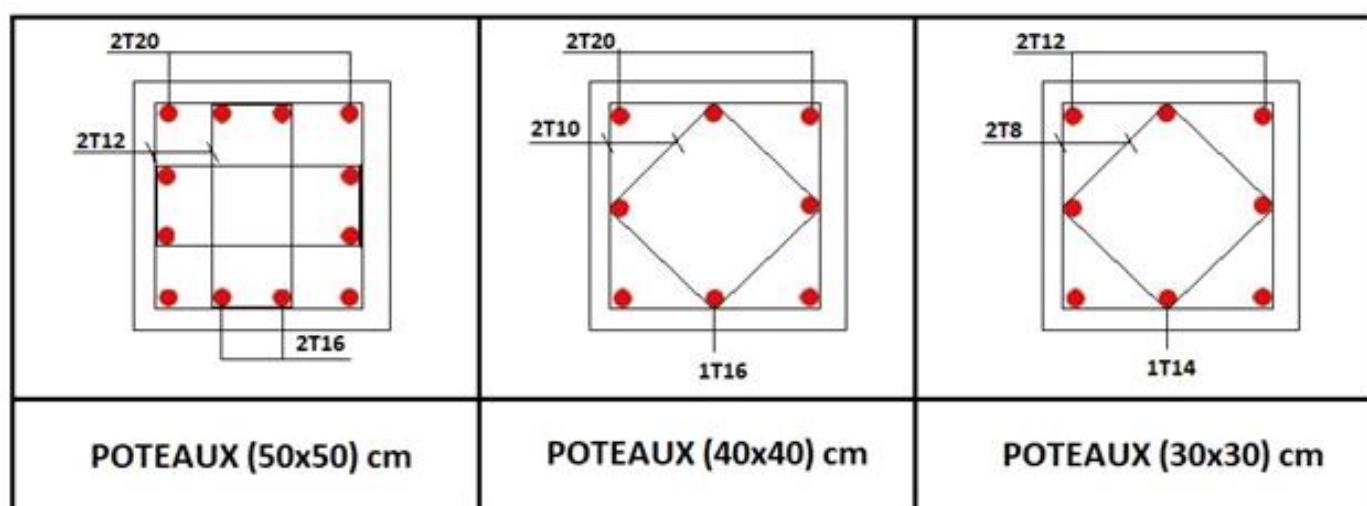
$$\sigma_{b2} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant résume les résultats de différentes vérifications :

**Tableau V.6 : Vérifications à l'ELS pour les poteaux**

Niveau	Section	N <sub>s</sub> (kN)	M <sub>s</sub> (kN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	Obs	Béton				Acier			
						$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
RDC au 2 <sup>ème</sup> étage	50x50	- 1248.581	- 4.085	0.33	SEC	3.61	3.81	15	<b>C.V</b>	54.3	57.2	348	<b>C.V</b>
		- 494.769	- 12.723	2.57	SEC	1.14	1.81	15	<b>C.V</b>	17.6	26.6	348	<b>C.V</b>
		- 935.387	- 27.179	2.91	SEC	2.07	3.49	15	<b>C.V</b>	32.2	51.4	348	<b>C.V</b>
3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage	40x40	- 806.963	- 3.000	0.37	SEC	3.49	3.79	15	<b>C.V</b>	52.6	56.5	348	<b>C.V</b>
		- 275.842	- 14.250	5.17	SEC	0.54	1.95	15	<b>C.V</b>	9.36	27.9	348	<b>C.V</b>
		- 406.720	31.961	7.61	SPC	3.42	0.25	15	<b>C.V</b>	48.3	6.67	348	<b>C.V</b>
6 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	30x30	- 444.777	- 3.336	0.012	SEC	3.22	4.07	15	<b>C.V</b>	49.3	60	348	<b>C.V</b>
		- 32.124	10.392	1.499	SPC	1.8	0	15	<b>C.V</b>	22.1	-26.8	348	<b>C.V</b>
		- 13.394	- 74.128	0.314	SPC	0	11.2	15	<b>C.V</b>	-278	127	348	<b>C.V</b>

**V.1.3-Schéma de ferrailage des poteaux :**



**Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux**

## V.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

### ► Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferrillés en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

<b>1.35 G + 1.5 Q</b>	à l'ELU	(B.A.E.L 91)
<b>G+Q</b>	à l'ELS	(B.A.E.L 91)
<b>0.8G ± E</b>		(RPA 99 / version 2003)
<b>G + Q ± E</b>		(RPA 99 / version 2003)

### V.2.1-Recommandations et exigences du RPA :

#### a) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $50\emptyset$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante.
  - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 : Section des armatures longitudinales pour les poutres**

	0.5% bxh (cm <sup>2</sup> )	4% bxh (cm <sup>2</sup> )	6% bxh (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale (45x30)</b>	6.75	54	81
<b>Poutre secondaire (45x30)</b>	6.75	54	81

#### b) Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

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

- En zone nodale :  $S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_{\min}\right)$
- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\emptyset_{\min}$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

### V.2.2-Exposé de la méthode de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

► **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

- 1<sup>er</sup> cas :

Si  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0$ )

Section d'acier tendue :  $A_{st} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

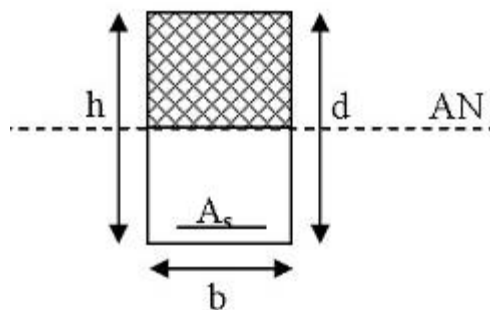


Figure V.6 : Disposition des armatures tendues SSA

- 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu > \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est doublement armée (SDA)

On calcul :

$$M_r = \mu_l \cdot bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : Moment maximum dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \end{cases}$$

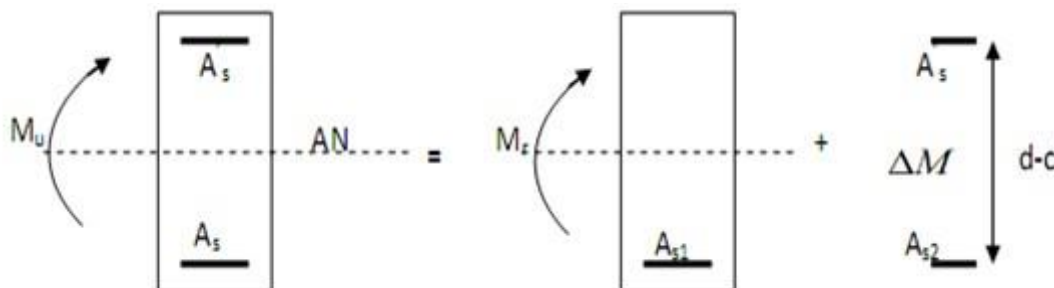


Figure V.7 : Disposition des armatures SDA

### V.2.3-Calcul d'armatures longitudinales :

#### - Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Les efforts internes au niveau des poutres sont tirés à partir des résultats de la modélisation par ETABS.

#### • Exemple de calcul d'une poutre principale : (Liée au voile)

##### - En travées : (ELU)

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{79.029 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.425^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{79.029 \times 10^{-3}}{0.995 \times 0.425 \times 348} = 5.37 \text{ cm}^2$$

##### - Aux appuis :

##### ✓ Nape Supérieure :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{199.069 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.425^2 \times 18.48} = 0.2 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.887$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{199.069 \times 10^{-3}}{0.887 \times 0.425 \times 400} = 13.26 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Nape Inférieure :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{211.623 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.425^2 \times 18.48} = 0.211 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.880$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{211.623 \times 10^{-3}}{0.880 \times 0.425 \times 400} = 14.15 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

**Tableau V.8 : Ferrailage des poutres principales**

Poutres Principales	Localisation	M (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix	Aadopté (cm <sup>2</sup> )
Poutres Liées au voile	Appuis sup	199.069	13.26	6.75	3T20+3T16	15.46
	Appuis inf	211.623	14.15		3T20+3T16	15.46
	Travée	79.029	5.37		3T20	9.43
Poutres Non Liées au voile	Appuis sup	244.542	16.77	6.75	6T20	18.85
	Appuis inf	263.529	18.37		6T20	18.85
	Travée	139.237	10.51		3T20+2T16	13.45

**Tableau V.9 : Ferrailage des poutres secondaires**

Poutres Principales	Localisation	M (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Poutres Liées au voile	Appuis sup	184.082	12.11	6.75	3T20+2T16	13.45
	Appuis inf	188.082	12.41		3T20+2T16	13.45
	Travée	56.972	4.01		3T20	9.43
Poutres Non Liées au voile	Appuis sup	240.453	16.43	6.75	6T20	18.85
	Appuis inf	243.824	16.72		6T20	18.85
	Travée	100.601	7.31		3T20	9.43

- Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003 par rapport aux sections minimales :

► Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S<sub>t</sub> :

**Tableau V.10 : Vérifications armatures transversale à l'ELU pour les poutres**

		Calcul de S <sub>t</sub> (cm)		A <sub>t</sub> = 0.003 x S <sub>t</sub> x b	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	Zone nodale	$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) = \min(11.25; 16.8)$	S <sub>t</sub> = 10	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5$	S <sub>t</sub> = 15	1.35	
Poutre Secondaire	Zone nodale	$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) = \min(11.25; 16.8)$	S <sub>t</sub> = 10	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5$	S <sub>t</sub> = 15	1.35	

**V.2.4-Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (BAEL 91 Art A.4.2)**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$

$$A_{min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

**Tableau V.11 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale**

		$A_{adoptée}$	$A_{min}$	Condition
Poutre Principale	En travée	15.46	1.54	Vérifiée
	Aux appuis	9.43		Vérifiée
Poutre Secondaire	En travée	13.45	1.54	Vérifiée
	Aux appuis	9.43		Vérifiée

**b) Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$V_u^{max}$  : Effort tranchant maximal à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{Mpa} = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right\} \text{Mpa} = \{3.33; 5\} \text{Mpa} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

**Tableau V.12 : Vérification au cisaillement**

Poutre	Effort Tranchant (kN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Principale	$V_u^{max}$	178.136	30	42.5	1.4	3.33	Condition Vérifiée
Secondaire	$V_u^{max}$	173.731	30	42.5	1.36	3.33	Condition Vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant :

➤ Influence sur le Béton : (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3)

Il faut vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b}$$

Tableau V.13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutre	Effort Tranchant (kN)		b (cm)	d (cm)	f <sub>c28</sub> (Mpa)	$\bar{V}_u$ (kN)	Observation
Principale	V <sub>u</sub> <sup>max</sup>	178.136	30	42.5	25	999.826	Condition Vérifiée
Secondaire	V <sub>u</sub> <sup>max</sup>	173.731	30	42.5	25	999.826	Condition Vérifiée

➤ Influence sur les armatures : (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2)

$$A_a \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec : M<sub>u</sub> en valeur algébrique

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \longrightarrow$  La vérification n'est pas nécessaire

Tableau V.14 : Influence sur les armatures

Les Poutres	Section	V <sub>u</sub> (kN)	d (cm)	$\left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$	Observation
Poutre Principal liées au voile	30x45	141.37	42.5	-411.88	Vérification n'est pas nécessaire
Poutre Principal non liées au voile	30x45	178.14	42.5	-510.83	Vérification n'est pas nécessaire
Poutre Secondaire liées au voile	30x45	152.19	42.5	-339.52	Vérification n'est pas nécessaire
Poutre Secondaire non liées au voile	30x45	173.73	42.5	-463.71	Vérification n'est pas nécessaire

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (BAEL Art A.6.1.3)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se}$  : étant la contrainte d'entraînement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

Les Poutres	Section	$\sum U_i$ (cm)	$V_u^{\max}$ (kN)	$\tau_{se}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
Poutre Principal liées au voile	30x45	33.93	141.37	1.09	3.15	Condition Vérifiée
Poutre Principal non liées au voile	30x45	37.7	178.14	1.23	3.15	Condition Vérifiée
Poutre Secondaire liées au voile	30x45	28.9	152.19	1.38	3.15	Condition Vérifiée
Poutre Secondaire non liées au voile	30x45	37.7	173.73	1.20	3.15	Condition Vérifiée

**e) Ancrage des armatures : (BAEL Art A.6.1.22)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$\tau_{su}$  : la contrainte d'adhérence à l'ancrage.

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

Les barres que nous avons utilisées sont de diamètres ( $\phi 20$ ;  $\phi 16$ ) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à «  $0.4L_s$  » pour barre à haute adhérence

Pour les HA 20 :  $L_c = 0.4 \times 70.55 = 28.22 \text{ cm}$

Pour les HA 16 :  $L_c = 0.4 \times 56.44 = 22.58 \text{ cm}$

### V.2.5-Vérification à l'ELS :

a) **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

b) **État limite de déformation (la flèche) : (BAEL Art B.6.5)**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS :

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens :  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

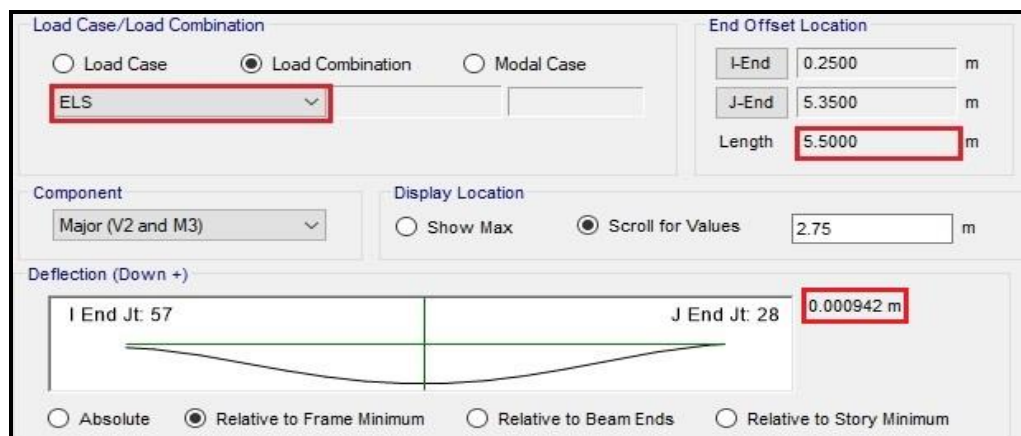


Figure V.8 : La valeur de la flèche à la poutre principale à partir de l'ETABS

➤ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0.942 < \bar{f} = 1.1 \text{ cm}$$

**Condition Vérifiée**

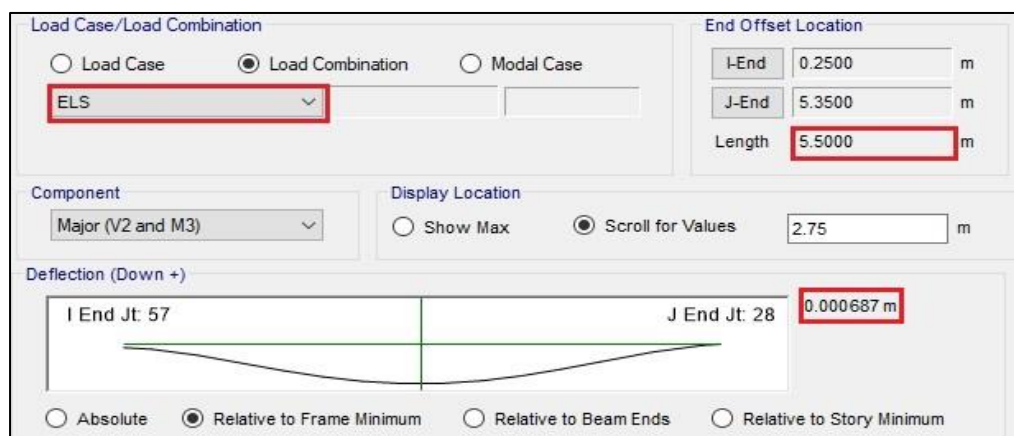


Figure V.9 : La valeur de la flèche à la poutre secondaire à partir de l'ETABS

➤ **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0.687 < \bar{f} = 1.1 \text{ cm}$$

**Condition Vérifiée**

c) Vérification des contraintes :

On a utilisé un logiciel de calcul SOCOTEC pour la vérification :

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ST} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{ST} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow \begin{cases} K_1 \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte dans les aciers à L'ELS pour les poutres

Les poutres	Localisation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (KN.m)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Observation
<b>Poutre Principal Non liées au voile</b>	Appuis sup	18.85	50.112	68.7	348	<b>C.V</b>
	Appuis inf	18.85	43.362	59.6	348	<b>C.V</b>
	Travée	13.45	101.465	197.4	348	<b>C.V</b>
<b>Poutre Principal Liées au voile</b>	Appuis sup	15.46	37.227	62.3	348	<b>C.V</b>
	Appuis inf	15.46	29.556	49.6	348	<b>C.V</b>
	Travée	9.43	57.517	157.2	348	<b>C.V</b>
<b>Poutre Secondaire Non liées au voile</b>	Appuis sup	18.85	25.65	35.3	348	<b>C.V</b>
	Appuis inf	18.85	22.339	30.8	348	<b>C.V</b>
	Travée	9.43	73.617	201.2	348	<b>C.V</b>
<b>Poutre Secondaire Non liées au voile</b>	Appuis sup	13.45	21.16	40.8	348	<b>C.V</b>
	Appuis inf	13.45	18.679	36	348	<b>C.V</b>
	Travée	9.43	41.607	51.1	348	<b>C.V</b>

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**Tableau V.16 : Vérification de la contrainte dans le béton à L'ELS pour les poutres**

Les poutres	Localisation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (kN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>Poutre Principal Non liées au voile</b>	Appuis sup	18.85	50.112	2.73	15	<b>C.V</b>
	Appuis inf	18.85	43.362	2.2	15	<b>C.V</b>
	Travée	13.45	101.465	7.56	15	<b>C.V</b>
<b>Poutre Principal Liées au voile</b>	Appuis sup	15.46	37.227	2.29	15	<b>C.V</b>
	Appuis inf	15.46	29.556	1.82	15	<b>C.V</b>
	Travée	9.43	57.517	4.73	15	<b>C.V</b>
<b>Poutre Secondaire Non liées au voile</b>	Appuis sup	18.85	25.65	1.4	15	<b>C.V</b>
	Appuis inf	18.85	22.339	1.22	15	<b>C.V</b>
	Travée	9.43	73.617	6.06	15	<b>C.V</b>
<b>Poutre Secondaire Non liées au voile</b>	Appuis sup	13.45	21.16	1.42	15	<b>C.V</b>
	Appuis inf	13.45	18.679	1.25	15	<b>C.V</b>
	Travée	9.43	41.607	3.43	15	<b>C.V</b>

V.2.6-Schéma de ferrailage des poutres :

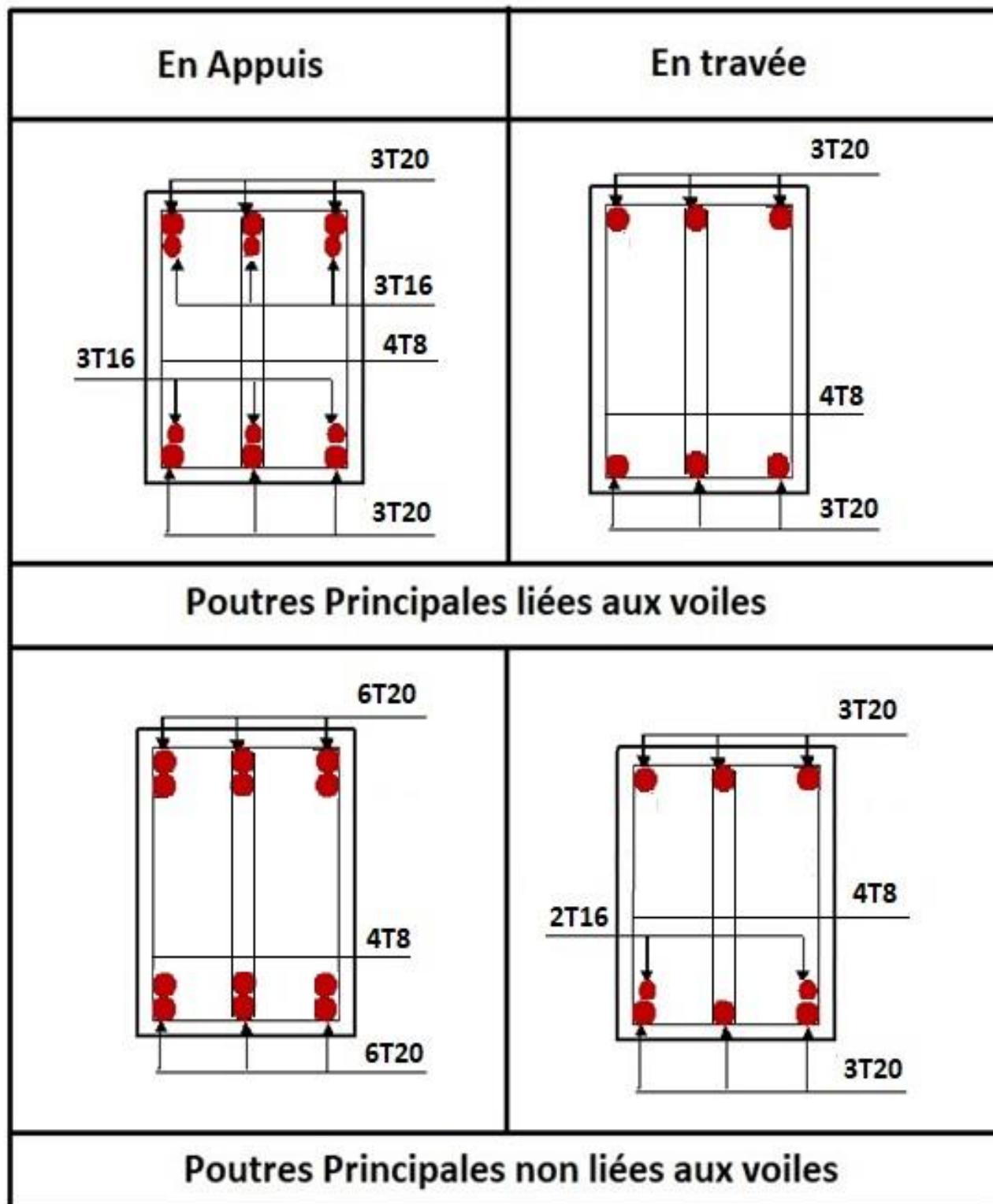


Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales

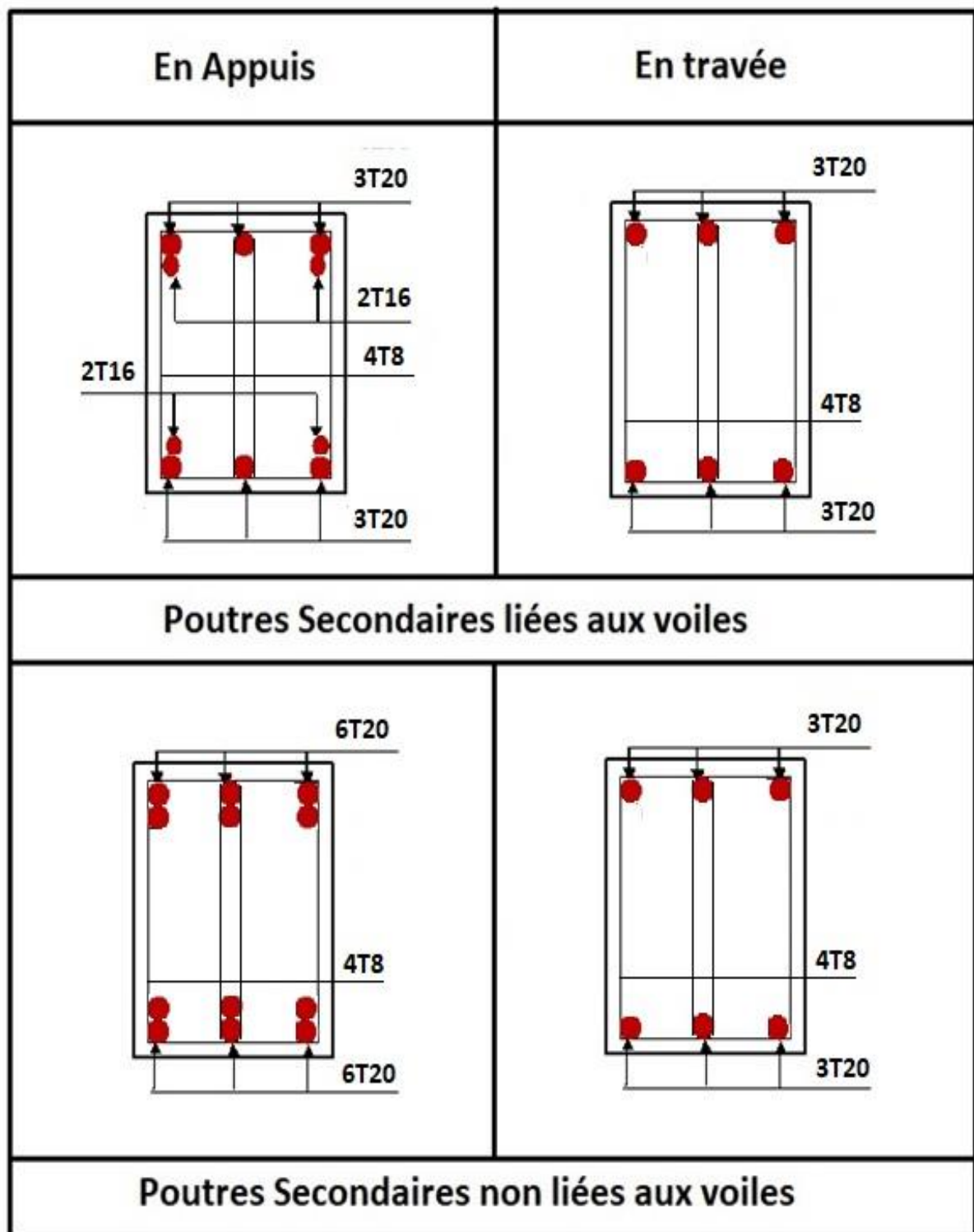


Figure V.11 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

## V.3 Ferrailage des Voiles :

### V.3.1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

### V.3.2-Les combinaisons :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre en compte sont données ci- dessous :

**1.35 G + 1.5 Q**      à l'ELU      (*B.A.E.L 91*)

**G+Q**                      à l'ELS      (*B.A.E.L 91*)

**0.8G ± E**                      (*RPA 99 / version 2003*)

**G + Q ± E**                      (*RPA 99 / version 2003*)

### V.3.3-Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I** : RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage
- **Zone II** : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage
- **Zone III** : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

### V.3.4-Exposé de la méthode de calcul :

La méthode utilisée pour ferrailer les voiles, est la méthode de la **RDM**, Cette méthode se fait pour une bande de largeur  $d$ .

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$B$  : Section du béton.

$I$  : Moment d'inertie du voile.

$V$  et  $V'$  : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur ( $d$ ) est donné par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right)$$

$h_e$  : Hauteur entre nus de planches du voile considère.

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée :  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

$L_t$  : La longueur de la zone tendue :  $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)
- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

#### a) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

#### b) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

#### c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec ( $e$  : épaisseur du voile)

### V.3.5-Calcul des sections d'armatures :

#### ► Armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

#### ► Armatures minimales :

a) Compression simple : (*Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99*)

$A_{\min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

B : Section du béton comprimée

b) Traction simple : (*Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99*)

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

B : Section du béton tendue ;  $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (*Art.7.7.4.1 RPA 99/2003*)

$$A_{\min} \geq 0.2\%B$$

#### ► Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

D'après le BAEL :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_H$  : section d'armature horizontale.

$A_v$  : section d'armature verticale.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### D'après le RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_H > 0,15\%B$  Globalement dans la section du voile
- $A_H > 0,10\%B$  En zone courante

B : section du béton.

#### ► Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### ► Armatures de coutures : (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ avec } T = 1.4 \times V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### ► Espacement :

D'après l'Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e \iff S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\{30\text{cm} ; 30\text{cm}\} \iff S_t \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

### ► Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones tendues.

20 $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### ► Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

## V.3.6-Vérification :

### - Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{ed} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 \times V_u$$

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

T : Effort tranchant dans le niveau considéré.

### D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec} \quad \tau_u = \frac{T_u}{ed}$$

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa} \quad \text{Fissuration est peu préjudiciable.}$$

### V.3.7-Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal  $V_{X6} = 1.5\text{m}$  sur la zone 1 ; SPC

#### 1) Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.5 \text{ m} \quad ; \quad e = 0.2 \text{ m} \quad ; \quad B = 0.3 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.5^3}{12} = 0.06 \quad ; \quad V = V' = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

#### 2) Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS.

$$\sigma_{\max} = 5599.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -12874.9 \text{ kN/m}^2$$

Story	Shell Object	Design Type	Load Case/Combo	S22 Bottom MPa
RDC	W33	Wall	G+Q+EX Min	5599.9
RDC	W33	Wall	G+Q-EX Min	5599.9
RDC	W34	Wall	G+Q+EX Min	-12874.9
RDC	W34	Wall	G+Q-EX Min	-12874.9

Figure V.12 : Tableau des contraintes tiré par ETABS

- **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{5599.9}{5599.9 + 12874.9} \times 1.5 = 0.45 \text{ m}$$

- **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 1.5 - 0.45 = 1.05 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur (d) :**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d). On prend :

$$d = \frac{L_t}{2} = 0.525\text{m}$$

**3) Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \rightarrow \sigma_1 = 6437.4 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 1013.9 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 336.46 \text{ kN}$$

**4) Calcul des armatures :**

**a) Armatures verticales :**

1<sup>ère</sup> bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1013.9}{400 \times 10^{-1}} = 25.35 \text{ cm}^2$$

2<sup>ème</sup> bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{336.46}{400 \times 10^{-1}} = 8.41 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures minimales : (BAEL 91 Modifiée 99)**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{e \times d \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\%B \right\} = \max \left\{ \frac{52.5 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 52.5 \times 20 \right\} = \max \{ 5.51 ; 2.1 \}$$

$$A_{\min} = 5.51 \text{ cm}^2$$

**c) Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 169.12}{400 \times 10^{-1}} = 6.51 \text{ cm}^2$$

**- Sections d'armatures totales :**

$$A^1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 25.35 + \frac{6.51}{4} = 27 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A^2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.41 + \frac{6.51}{4} = 10.04 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

**- Ferrailage adopté :**

	Section totale	Ferrailage adoptée	Espacement
1ère bande	A1 = 27 cm <sup>2</sup>	2 × 7HA16 = 28.16 cm <sup>2</sup>	St = 7 cm
2ème bande	A2 = 10.04 cm <sup>2</sup>	2 × 3HA14 = 12.06 cm <sup>2</sup>	St = 16 cm

### d) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_{v1}}{4} = \frac{28.16}{4} = 7.04 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA :  $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 150 = 4.5 \text{ cm}^2$

On prend :  $8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$  avec  $S_H = 15 \text{ cm}$

### e) Armatures transversales : (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

## V.3.8-Les Vérification :

### - Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e ; 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 7\text{cm et } 16\text{cm}$$

**Condition Vérifiée**

$$S_h = 15\text{cm}$$

**Condition Vérifiée**

### - Vérification des contraintes de cisaillement :

**Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 169.12 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

**D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{169.12 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1500} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\} \text{ Mpa} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

## V.3.9-Vérification à l'ELS :

### - Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{1261.43 \times 10^3}{0.3 \times 10^6 + 15 \times 12.06 \times 10^2} = 3.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

Le schéma suivant représente la disposition de différents types de voiles dans notre structure :



**Figure V.13 : La disposition des voiles dans la structure**

Le ferrailage dans les différents types de voiles est représenté dans le tableau :

**Tableau V.17 : Ferrailage des voiles Type-1 dans le sens Longitudinal**

**Ferrailage des Voiles : VX1, VX2, VX3, VX4, VX6, VX7, VX10, VX11, VX13, VX14**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5599.9	4436.7	2614.1	
	$\sigma_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-12874.9	-7729.3	-4926.7	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	169.12	106.63	111.42	
	L <sub>t</sub> (m)	1.05	0.95	0.98	
	L <sub>c</sub> (m)	0.45	0.55	0.52	
	d (m)	0.525	0.475	0.49	
	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	6437.4	3864.65	2463.35	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1013.9	550.7	362.1
		N <sub>2</sub>	336.46	184.15	120.71
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	25.35	13.77	9.05
		A <sub>v2</sub>	8.41	4.60	4.29
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.51	4.11	4.3
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	27	14.8	10.13
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10.04	5.63	4.09
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.51	5.00	5.15
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	28.16	15.84	11.00	
	Bande 2	12.06	9.24	9.24	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 × 7HA16	2 × 7HA12	2 × 7HA10
		Bande 2	2 × 3HA16	2 × 3HA14	2 × 3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	7	7	7
		Bande 2	16	16	16
	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		4.50	4.50	4.50
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.04	4.02	3.08
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe
S <sub>h</sub> = 15 cm		(A=9.05cm <sup>2</sup> )	(A=9.05cm <sup>2</sup> )	(A=9.05cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.63	0.4	0.41
		$\tau_b$ (MPa)	0.88	0.55	0.58
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1261.43	875.11	486.43
$\sigma_b$ (MPa)		3.97	2.75	1.53	

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles Type-2 dans le sens Longitudinal

Ferrailage des Voiles : VX5, VX8, VX9, VX12					
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.7	3.7	3.7	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.74	0.74	0.74	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	4355.12	3620.11	2134.54	
	$\sigma_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-9452.44	-7422.93	-4005.05	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		143.71	113.85	100.61
	L <sub>t</sub> (m)		2.53	2.49	2.41
	L <sub>c</sub> (m)		1.17	1.21	1.29
	d (m)		1.27	1.24	1.20
	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]		4726.22	3711.47	2002.53
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1795.57	1384.6	725
		N <sub>2</sub>	598.57	461.53	241.67
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	44.89	34.62	18.13
		A <sub>v2</sub>	14.96	11.54	6.04
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.53	4.38	3.87
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	46.28	35.71	19.09
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	16.35	12.63	7.01
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.3	13.06	12.61
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	50.26	37.7	24.12
		Bande 2	18.48	13.58	13.58
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 × 8HA20	2 × 6HA20	2 × 6HA16
		Bande 2	2 × 6HA14	2 × 6HA12	2 × 6HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	16	20	20
		Bande 2	20	20	20
	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		11.10	11.10	11.10
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		11.57	9.43	6.06
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA14/nappe	8HA14/nappe	8HA14/nappe
	S <sub>h</sub> = 20 cm		(A=12.32cm <sup>2</sup> )	(A=12.32cm <sup>2</sup> )	(A=12.32cm <sup>2</sup> )
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.22	0.17	0.15
		$\tau_b$ (MPa)	0.30	0.24	0.21
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1046.23	796.79	491.33
		$\sigma_b$ (MPa)	3.29	2.50	1.54

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles Type-1 dans le sens Transversal

Ferrailage des Voiles : VY1, VY6, VY11, VY12					
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.2	4.2	4.2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.84	0.84	0.84	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	4125.33	3012.44	2235.85	
	$\sigma_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-8723.12	-7601.84	-3936.14	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	153.43	127.25	99.78	
	L <sub>t</sub> (m)	2.85	3.01	2.68	
	L <sub>c</sub> (m)	1.35	1.19	1.52	
	d (m)	1.43	1.50	1.34	
	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	4361.56	3800.92	1968.07	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1865.54	1714.97	790.73
		N <sub>2</sub>	621.85	571.66	263.58
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	46.64	42.87	19.77
		A <sub>v2</sub>	15.55	14.29	6.59
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.91	4.90	3.84
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	48.12	44.10	20.73
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17.02	15.52	7.55
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		14.97	15.79	14.06
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	50.26	50.26	24.64
		Bande 2	18.10	18.10	18.10
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 × 8HA20	2 × 8HA20	2 × 8HA14
		Bande 2	2 × 8HA12	2 × 8HA12	2 × 8HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	16	16	16
		Bande 2	16	16	16
	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		12.60	12.60	12.60
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		12.57	12.57	6.29
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA16/nappe	8HA16/nappe	8HA16/nappe
	S <sub>h</sub> = 20 cm		(A=16.08cm <sup>2</sup> )	(A=16.08cm <sup>2</sup> )	(A=16.08cm <sup>2</sup> )
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.20	0.17	0.13
		$\tau_b$ (MPa)	0.28	0.24	0.18
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1143.58	874.56	463.74
		$\sigma_b$ (MPa)	3.60	2.75	1.46

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles Type-2 dans le sens Transversal

Ferrailage des Voiles : VY2, VY3, VY4, VY5, VY7, VY8, VY9, VY10					
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.3	0.3	0.3
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		2062.675	465.465	110.495
	$\sigma_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		-2726.13	-741.135	-418.195
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		112.63	98.54	87.55
	L <sub>t</sub> (m)		0.85	0.92	1.19
	L <sub>c</sub> (m)		0.65	0.58	0.31
	d (m)		0.43	0.46	0.59
	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]		1363.06	370.57	209.10
	N (kN)	N <sub>1</sub>	174.59	51.21	37.21
		N <sub>2</sub>	58.20	17.07	12.04
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	4.36	1.28	0.93
		A <sub>v2</sub>	1.45	0.43	0.31
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.34	3.79	3.37
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5.45	2.23	1.77
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	2.54	1.38	1.15
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.48	4.84	6.23
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	12.32	12.32	12.32
Bande 2		9.24	9.24	9.24	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 × 4HA14	2 × 4HA14	2 × 4HA14
		Bande 2	2 × 3HA14	2 × 3HA14	2 × 3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	10	10	15
		Bande 2	15	15	20
	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		4.50	4.50	4.50
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.08	3.08	3.08
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe
S <sub>h</sub> = 15 cm		(A=9.05cm <sup>2</sup> )	(A=9.05cm <sup>2</sup> )	(A=9.05cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.42	0.36	0.32
		$\tau_b$ (MPa)	0.58	0.51	0.45
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	703.97	233.89	108.47
$\sigma_b$ (MPa)		2.21	0.74	0.34	

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles Type-3 dans le sens Transversal

Ferrailage des Voiles : VY13, VY14, VY15					
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.65	4.65	4.65	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.93	0.93	0.93	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	3429.28	2164.69	1424.03	
	$\sigma_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	-5623.13	-4786.91	-2249.78	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	144.78	132.69	111.25	
	L <sub>t</sub> (m)	2.89	3.20	2.85	
	L <sub>c</sub> (m)	1.76	1.45	1.80	
	d (m)	1.44	1.60	1.42	
	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2811.57	2393.46	1124.89	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1218.17	1149.58	480.48
		N <sub>2</sub>	406.06	383.19	160.16
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	30.45	28.74	12.01
		A <sub>v2</sub>	10.15	9.58	4.00
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.57	5.11	4.28
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	31.85	30.02	13.08
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11.54	10.86	5.07
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		15.16	16.81	14.95
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	32.16	32.16	18.10
Bande 2		18.10	18.10	18.10	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2 × 8HA16	2 × 8HA16	2 × 8HA12
		Bande 2	2 × 8HA12	2 × 8HA12	2 × 8HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	18	18	18
		Bande 2	18	18	18
	A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande		13.95	13.95	13.95
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		8.04	8.04	4.02
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA16/nappe	8HA16/nappe	8HA16/nappe
S <sub>h</sub> = 20 cm		(A=16.08cm <sup>2</sup> )	(A=16.08cm <sup>2</sup> )	(A=16.08cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.17	0.16	0.13
		$\tau_b$ (MPa)	0.24	0.22	0.19
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	987.36	642.77	466.13
$\sigma_b$ (MPa)		3.10	2.02	1.47	

# Chapitre VI

---

## Étude de l'infrastructure

---

### Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** : qui peut être exercé sur différents projection sur un plan.

### VI.1 Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

#### ➤ **Fondation superficielle :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles.
- Les radiers.

#### ➤ **Fondation profonde :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux.
- Les semelles sur puits.

### VI.2 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le résultat de cette étude est :

- Contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$
- Absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

### VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- Nature et homogénéité du sol.
- Charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles filantes (à cause d'existence des voiles) et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

### VI.4 Dimensionnement des semelles :

#### Semelles filantes :

- **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \quad \rightarrow \quad B \leq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{sol}}$  : contrainte admissible de sol ( $\sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPA}$ ).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

#### Sens longitudinale (X-X) :

**Tableau VI.1 : La surface des voiles longitudinaux**

Voiles	Ns = G+Q (kN)	L (m)	B (m)	B <sub>adopté</sub> (m)	S = B.L.n (m <sup>2</sup> )
Vx1, Vx2, Vx3 Vx4, Vx6, Vx7 Vx10, Vx11, Vx13, Vx14	623.15	1.5	2.07	2.2	33
Vx5, Vx8, Vx9, Vx12	1233.69	3	2.06	2.2	26.4
Vx15	849.66	2.25	1.88	2	4.5
					$\Sigma$ 63.9

Sens transversal (Y-Y) :

Tableau VI.2 : La surface des voiles transversaux

Voiles	Ns = G+Q (kN)	L (m)	B (m)	B <sub>adopté</sub> (m)	S = B.L.n (m <sup>2</sup> )
Vy1, Vy2, Vy4 Vy5, Vy6, Vy7 Vy9, Vy10, Vy11, Vy12	671.23	1.5	2.23	2.3	34.5
Vy3, Vy8	1321.66	3	2.21	2.3	13.8
Vy13, Vy14	981.44	2.25	2.18	2.3	10.35
Vy15	1834.91	4.65	1.97	2.1	9.77
					∑ 68.42

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 132.32 m<sup>2</sup>**

- **Semelles filantes sous poteaux :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

### Etape de calcul

On fera le calcul sur le portique longitudinal.

**Détermination des coordonnées de la structure :**

$$e = \frac{\sum Ni \times e_i + \sum Mi}{R} \text{ avec } R = \sum Ni$$

e : excentricité de la structure.

e<sub>i</sub> : excentricité de chaque éléments.

R : la résultante des charges.

**Détermination de la distribution de charge par ml de semelle :**

$$e < \frac{L}{6} \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad \text{et} \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

Tableau VI.3 : Dimensionnement de la semelle filante sous poteaux

Poteaux	N <sub>i</sub>	R = ∑ Ni	Moments	e <sub>i</sub>	N <sub>i</sub> .e <sub>i</sub>
1	1079.31	6598.53	3.070	+8.1	8742.41
2	1118.28		-3.889	-4.7	-5255.916
3	1213.46		1.066	+0.3	364.038
4	1072.22		-1.018	-5.1	-5468.322
5	1148.52		5.719	-8.3	-9532.716
6	966.74		1.321	-1.4	-1353.43
<b>La somme</b>			6.269		-12503.93

$$R = \sum Ni = 6598.53 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum Ni \times e_i + \sum Mi}{R} = \left| \frac{-12503.93 + (6.269)}{6598.53} \right| = 1.89$$

Donc l'excentricité e = **-1.89 m**

Distribution par [ml] de la semelle :

$$e = 1.89 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23.3}{6} = 3.88 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{1}\right) = \frac{6598.53}{23.3} \left(1 + \frac{6(1.89)}{23.3}\right) = 421.03 \text{ kN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{1}\right) = \frac{6598.53}{23.3} \left(1 - \frac{6(1.89)}{23.3}\right) = 145.36 \text{ kN/m}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{1}\right) = \frac{6598.53}{23.3} \left(1 + \frac{3(1.89)}{23.3}\right) = 352.11 \text{ kN/m}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{352.11}{200} = 1.76 \text{ m}$$

On opte **B = 1.8 m**

Nous aurons donc : S = B × L = 1.80 × 23.3 = 41.94 m<sup>2</sup>

Donc La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$Sp = 1,80 \times 23,3 \times 8 = 335,52 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :  $S_v = 132.32 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est :  $S_v = 335.52 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes :  $S_s = S_p + S_v = 467.84 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure :  $S_T = 815.8 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_s}{S_T} = \frac{467.84}{815.8} = 57.34\%$$

La surface totale des semelles filantes représente **57.34%** de la surface de bâtiment.

### **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

## VI.5 Calcul du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Grande rigidité en son plan horizontal
- Bonne répartition des charges
- Évite les tassements différentiels importants
- Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton
- Rapidité d'exécution

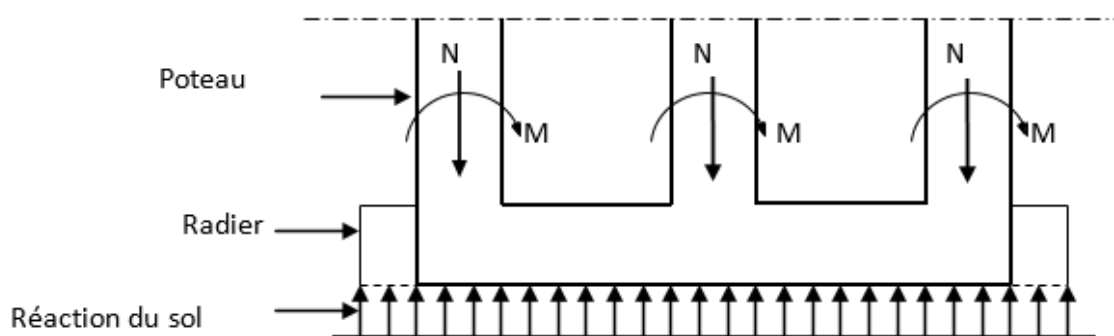


Figure VI.1 : Schéma du radier

### VI.5.1-Pré-dimensionnement du radier :

#### 1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

#### 2) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voile :

$$L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$68.75 \leq h \leq 110 \quad \text{On prend : } h = 90 \text{ cm}$$

$L_{\max}$  : L'entraxe maximal des poteaux

$h$  : épaisseur du radier

- Sous poteaux :

a) Dalle flottante :

$$L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$11 \leq h \leq 13.75 \quad \text{On prend : } h_{df} = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

b) La dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_d = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

c) La nervure : Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{\text{nervure}} = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h \quad \text{On prend } b_{\text{nervure}} = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

3) Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{2}{\pi} L_e \text{ Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus de nervure.

$L_e$  : longueur élastique.

$K$  : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40[\text{MPa}]$  pour un sol moyen.

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1\text{m}$ ).

$E$  : module de déformation longitudinale différée  $E = 10818.86 [\text{MPa}]$

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad \text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$B$  : Largeur de la bande ( $B=1\text{m}$ )

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}} = h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.18 \text{ m}$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à  $h_{\text{nervure}} = 118 \text{ cm}$

On prend :  $h_{\text{nervure}} = \mathbf{120 \text{ cm}}$

### Conclusion :

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

**Hauteur de la nervure** :  $h_{\text{nervure}} = 120 \text{ cm}$

**Largeur de la nervure** :  $b_{\text{nervure}} = 60 \text{ cm}$

**Hauteur de la dalle** :  $h_d = 40 \text{ cm}$

**Hauteur de la dalle flottante** :  $h_{df} = 12 \text{ cm}$

### VI.5.2-Détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

#### a. Poids de la superstructure :

Charge permanentes :  $G_{\text{batiment}} = 78396.34 \text{ kN}$

Charge d'exploitation :  $Q_{\text{batiment}} = 10164.78 \text{ kN}$

#### b. Combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow N_U = 1.35G_{\text{BT}} + 1.5Q_{\text{BT}} = 1.35 \times 78396.34 + 1.5 \times 10164.78 = 121082.23 \text{ kN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_S = G_{\text{BT}} + Q_{\text{BT}} = 78396.34 + 10164.78 = 88561.12 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_U}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{121082.23}{1.33 \times 200} = 455.2 \text{ m}^2 \\ \text{ELS} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{88561.12}{200} = 442.80 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 455.2 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 815.08 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 455.2 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2} ; 30\text{cm}\right) = \max(60\text{cm} ; 30\text{cm}) = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Soit un débord de largeur } L_{\text{déb}} = 0.6 \text{ m} \rightarrow S_{\text{déb}} = 0.6 \times 2 \times (32.8 + 24.85) = 69.18 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale du radier devient : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 815.08 + 69.18 = 884.26 \text{ m}^2$$

### VI.5.3-Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### - Poids total du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

#### - Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} + h_d \times \rho_b = 884.26 \times 0.40 \times 25 = 8842.6 \text{ kN}$$

#### - Poids de la nervure :

$$P_{\text{nervure}} = b_{\text{ner}}(h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 0.6(1.2 - 0.4) \times (23.5 \times 10 + 29.5 \times 6) \times 25$$

$$P_{\text{nervure}} = 4944 \text{ kN}$$

#### - Poids de TVO :

TVO (Tout Venant de l'Oued) : est un mélange composé de galets et de sable.

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a : } S_{\text{ner}} = b_{\text{ner}} \times L \times n = 0.6 \times (23.5 \times 10 + 29.5 \times 6) = 247.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (884.26 - 247.2) \times (1.2 - 0.40) \times 17 = 8664.01 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

#### - Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (884.26 - 247.2) \times 0.12 \times 25 = 1911.18 \text{ kN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}} = G_{\text{rad tot}} = 24361.79 \text{ kN}$$

#### a. Surcharge de l'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{batiment}} = 10164.78 \text{ kN}$$

#### b. Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad tot}} + G_{\text{batiment}} = 24361.79 + 78396.34 = 102758.13 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{batiment}} = 10164.7 \text{ kN}$$

#### c. Combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow N_U = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 102758.1 + 1.5 \times 10164.7 = 153970.52 \text{ kN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_S = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 102758.1 + 10164.7 = 112922.8 \text{ kN} \end{array} \right.$$

## VI.6-Vérifications à L'ELU :

### 1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91 /Art A.5.1.211)

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{153970.52 \times 1}{884.26} \times \frac{5.5}{2} = 478.84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{478.84 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### 2. Vérification de la stabilité du radier :

#### a. Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

$X_G = 16.4\text{m}$  et  $Y_G = 12.4\text{m}$

#### b. Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 85322.4 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = 50086.5 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

**Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 247855.7 + 11372.3 \times 1 = 259228 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 230828.9 + 10628.2 \times 1 = 241457.1 \text{ kN.m}$$

- **Sens longitudinal :**

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} X_G = \frac{153970.52}{884.26} + \frac{259228}{50086.5} \times 16.4 = 260 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} X_G = \frac{153970.52}{884.26} - \frac{259228}{50086.5} \times 16.4 = 90.22 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} X_G = \frac{112922.8}{884.26} + \frac{259228}{50086.5} \times 16.4 = 213.28 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} X_G = \frac{112922.8}{884.26} - \frac{259228}{50086.5} \times 16.4 = 42.52 \text{ kN/m}^2$$

- **Sens transversal :**

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{153970.52}{884.26} + \frac{241457.1}{85322.4} \times 12.4 = 210 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{153970.52}{884.26} - \frac{241457.1}{85322.4} \times 12.4 = 140 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{112922.8}{884.26} + \frac{241457.1}{85322.4} \times 12.4 = 163.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{112922.8}{884.26} - \frac{241457.1}{85322.4} \times 12.4 = 93.3 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau VI.4 : Vérification des contraintes**

	ELU					ELS				
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.33 \times \sigma_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )	OBS	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )	OBS
<b>Sens Longitudinal</b>	260	90.22	217.5	266	<b>C.V</b>	213.28	42.52	170.6	200	<b>C.V</b>
<b>Sens Transversal</b>	210	140	192.5	266	<b>C.V</b>	163.5	93.3	141.6	200	<b>C.V</b>

## VI.7-Ferraillage du radier :

### 1. Ferraillage de la dalle :

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 (modifié 99). Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

- **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :**

On distingue deux cas :

#### a) 1<sup>er</sup> Cas :

Si ( $\rho < 0,4$ ) La flexion longitudinale

Si ( $0.4 < \rho \leq 1$ ) : Les flexions interviennent, (le panneau travaille dans les deux sens)

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux sens est négligeable (le panneau travaille dans un seul sens)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

#### b) 2<sup>ème</sup> Cas :

Bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  ;  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec} \quad (l_x < l_y)$$

### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### 2. Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 32 panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés. (On choisit un exemple de calcul)

#### ➤ Ferraillage du panneau :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.2}{5.5} = 0.95 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0455 \\ \mu_y = 0.915 \end{cases}$$

$$0.4 < \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens} \quad 0.4 < \rho \leq 1$$

$$\text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 217.5 - \frac{24361.79}{884.26} \right) = 189.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 192.5 - \frac{24361.79}{884.26} \right) = 164.9 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul à l'ELU :**

On a donc : 
$$\begin{cases} M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 189.9 \times 0.0455 \times 5.2^2 = 233.6 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 0.915 \times 233.6 = 213.7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

a) Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0.75M_{0x}$  ou  $0.75M_{0y}$
- Moment sur appuis :  $0.5M_{0x}$  ou  $0.5M_{0y}$

b) Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel alors:

- Moment en travée :  $0.75M_{0x}$  ou  $0.75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive :  $0.3M_{0x}$  ou  $0.3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire :  $0.5M_{0x}$  ou  $0.5M_{0y}$

c) Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.75 : pour les moments en travée
- 0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires
- 0.3 : pour les moments sur appuis de rive

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 233.6 = 116.8 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 213.7 = 106.85 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 233.6 = 175.2 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 213.7 = 160.27 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Exemple de calcul : (sur appuis x-x)**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{116.8 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Du tableau :  $\mu_u = 0.06 \rightarrow \beta = 0.969$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{116.8 \times 10^3}{0.969 \times 37 \times 348} = 9.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 9.36 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25 cm**

Dans ce qui reste, on a opté l'utilisation de SOCOTEC pour le calcul de ferrailage :

**Tableau VI.5 : Ferrailage du Radier**

Sens		M (kN.m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Selon (XX)	En appui	116.8	SSA	9.36	5HA16	10.05	25
	En travée	175.2	SSA	14.31	5HA20	15.71	25
Selon (YY)	En appui	106.85	SSA	8.55	5HA16	10.05	25
	En travée	160.27	SSA	13.03	5HA20	15.71	25

## VI.8-Vérification à l'E.L.U :

### 1. Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \times \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0.0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.95}{2} = 3.28 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité**

		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sens x-x	ELU	10.05	3.28	Condition Vérifiée
		15.71		Condition Vérifiée
Sens y-y	ELU	10.05	3.28	Condition Vérifiée
		15.71		Condition Vérifiée

### 2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

➤ **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 40\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

**Condition Vérifiée**

➤ **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(4 \times 40\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$$

**Condition Vérifiée**

## VI.9-Calcul et vérification à l'ELS :

### 1. Calcul à l'ELS :

- **Évaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{5.2}{5.5} = 0.95 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0455 \\ \mu_y = 0.915 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \longrightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens  $0.4 < \rho \leq 1$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = q_s \times \mu_x \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 164.9 \times 0.0455 \times 5.2^2 = 202.88 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 0.915 \times 202.88 = 185.6 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Sens x-x :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 202.88 = 101.44 \text{ kN.m} \\ M_{tx} = 0.75 \times 202.88 = 152.16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Sens y-y :**

$$\begin{cases} M_{ay} = 0.5 \times 185.6 = 92.8 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 185.6 = 139.2 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### 2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} \quad ; \quad b = 100\text{cm} \quad ; \quad d = 37\text{cm} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

Les vérifications faites par logiciel de calcul SOCOTEC :

**Tableau VI.7 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Sens	Zone	$M_s$ (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
X-X	Appuis	101.44	10.05	295.4	348	5.76	15	Vérifié
	Travée	152.16	15.71	287.7	348	7.32	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	92.8	10.05	270.2	348	5.27	15	Vérifié
	Travée	139.2	15.71	263.2	348	6.7	15	Vérifié

## VI.10-Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci

### A) Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire. Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

**Moment fléchissant :**  $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

**Effort tranchant :**  $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

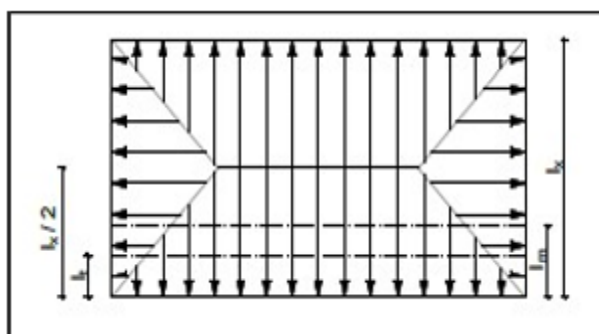


Figure VI.2 : Répartition trapézoïdale

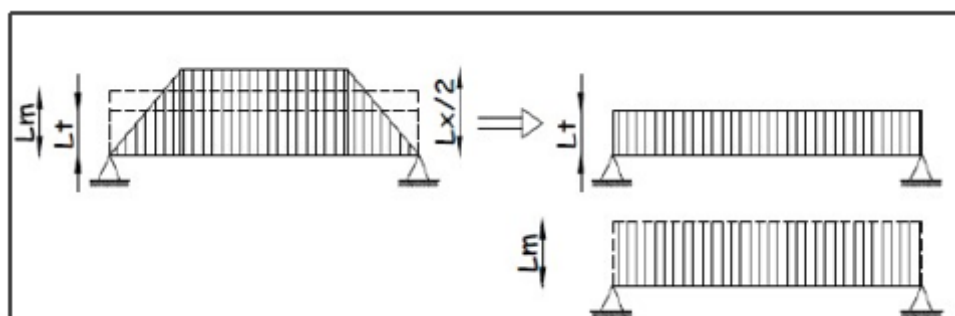


Figure VI.3 : Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

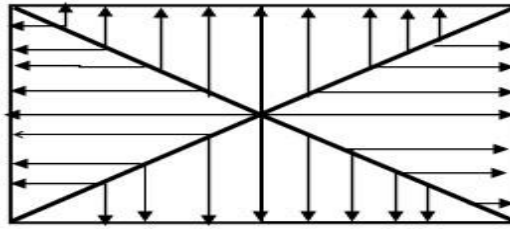


Figure VI.4 : Répartition triangulaire

**Moment fléchissant :**  $L_m = L_x \times 0.333$

**Effort tranchant :**  $L_t = L_x \times 0.25$

**B) Charges à considérer :**

Pour les moments fléchissant :  $\begin{cases} Q_U = q_u \times L_m \\ Q_S = q_s \times L_m \end{cases}$

Pour les efforts tranchants :  $\begin{cases} Q_U = q_u \times L_t \\ Q_S = q_s \times L_t \end{cases}$

**C) Détermination des charges :**

**A L'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right) = \left( 189.9 - \frac{24361.79}{884.26} - \frac{4944}{247.2} \right) = 142.34 \text{ kN/m}^2$$

**A L'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right) = \left( 164.9 - \frac{24361.79}{884.26} - \frac{4944}{247.2} \right) = 117.34 \text{ kN/m}^2$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

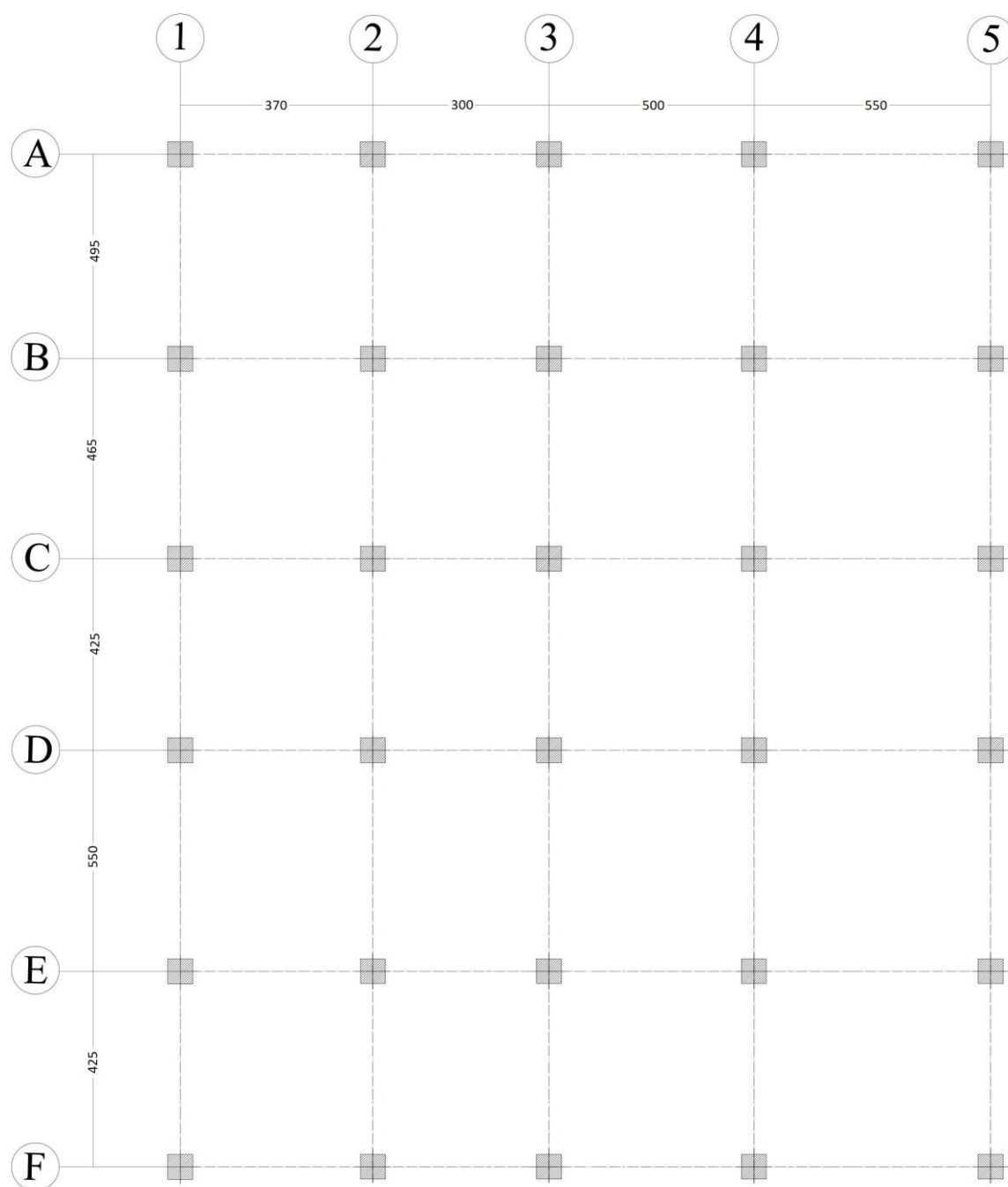


Figure VI.5 : Schéma des travées et panneaux dans les deux sens

- Sens transversal :

Tableau VI.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (Sens Transversal)

Travée	Panneaux	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	P	Charge	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
A-B	1	3.0	4.95	0.61	Trapézoïdale	1.32	1.22	142.34	117.34	187.37	424.57	154.46	350.00	174.30	353.95	143.68	291.78
	2	4.95	5.0	0.99	Trapézoïdale	1.67	1.26	142.34	117.34	237.20		195.54		179.65		148.10	
B-C	1	3.0	4.65	0.65	Trapézoïdale	1.29	1.19	142.34	117.34	183.89	419.42	151.59	345.75	169.08	356.90	139.38	294.22
	2	4.65	5.0	0.93	Trapézoïdale	1.65	1.32	142.34	117.34	235.53		194.16		187.83		154.84	
C-D	1	3.0	4.25	0.71	Trapézoïdale	1.25	1.13	142.34	117.34	178.05	407.68	146.78	336.07	160.32	353.52	132.16	291.43
	2	4.25	5.0	0.85	Trapézoïdale	1.61	1.36	142.34	117.34	229.63		189.30		193.20		159.27	
D-E	1	3.0	5.5	0.55	Trapézoïdale	1.35	1.28	142.34	117.34	192.34	450.16	158.55	371.09	181.75	390.55	149.83	321.96
	2	5.0	5.5	0.91	Trapézoïdale	1.81	1.47	142.34	117.34	257.82		212.54		208.80		172.13	
E-F	1	3.0	4.25	0.71	Trapézoïdale	1.25	1.13	142.34	117.34	178.05	407.68	146.78	336.07	160.32	353.52	132.16	291.43
	2	4.25	5.0	0.85	Trapézoïdale	1.61	1.36	142.34	117.34	229.63		189.30		193.20		159.27	

- **Sens Longitudinal :**

**Tableau VI.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (Sens Longitudinal)**

Travée	Panneaux	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	P	Charge	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
1-2	1	3.7	4.65	0.8	Trapézoïdale	1.46	1.26	142.34	117.34	207.75	404.56	171.27	333.50	179.97	343.50	148.36	283.17
	2	3.7	4.25	0.87	Trapézoïdale	1.38	1.15	142.34	117.34	196.80		162.24		163.54		134.81	
2-3	1	3.0	4.65	0.65	Trapézoïdale	1.29	1.19	142.34	117.34	183.89	361.93	151.59	298.37	169.08	329.39	139.38	271.54
	2	3.0	4.25	0.71	Trapézoïdale	1.25	1.13	142.34	117.34	178.05		146.78		160.32		132.16	
3-4	1	4.65	5.0	0.93	Trapézoïdale	1.65	1.32	142.34	117.34	235.53	465.16	194.16	383.46	187.83	381.03	154.84	314.11
	2	4.25	5.0	0.85	Trapézoïdale	1.61	1.36	142.34	117.34	229.63		189.30		193.20		159.27	
4-5	1	4.65	5.5	0.85	Trapézoïdale	1.77	1.49	142.34	117.34	252.09	494.36	207.81	407.53	212.66	424.83	175.31	350.22
	2	4.25	5.5	0.77	Trapézoïdale	1.70	1.49	142.34	117.34	242.27		199.72		212.17		174.90	

**D) Ferrailage :**

Après la modélisation les charges des nervures dans ETABS on obtient les résultats suivants :

**Tableau VI.10 : Efforts internes dans les nervures**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}(\text{kN. m})$	1034.02	859.38	1299.71	1079.39
$M_t^{max}(\text{kN. m})$	771.41	640.80	663.89	551.47
$T_{max}(\text{kN})$	1048.33	872.87	1230.62	1023.15

**1) Armatures longitudinales :**

$$b = 60 \text{ cm} \quad ; \quad d = 117 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure**

Sens	Zone	$M_u$ (KN. m)	$\mu_u$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
X-X	Appuis	1299.71	0.11	SSA	34.02	<b>12HA20 = 37.7</b>
	Travée	663.89	0.06	SSA	16.82	<b>4HA20+4HA16 = 20.61</b>
Y-Y	Appuis	1034.02	0.09	SSA	26.69	<b>4HA20+8HA16 = 28.66</b>
	Travée	771.41	0.07	SSA	19.65	<b>4HA20+4HA16 = 20.61</b>

**2) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**3) Espacement des armatures :**

**- En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 30 ; 19.2 \} = 19.2 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**- En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### 4) Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 3.14 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

### 5) Armatures de peau : (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :  $A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$  On opte pour :  $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

## VI.11-Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

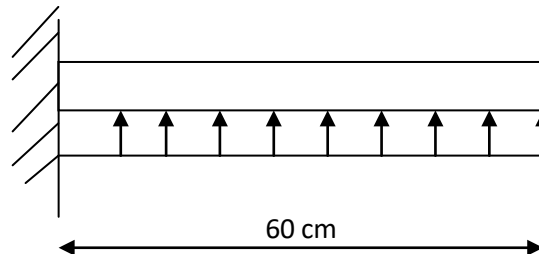


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

### VI.11.1-Sollicitations de calcul :

- A l'ELU :

$$q_u = 189.9 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-189.9 \times 0.6^2}{2} = -34.18 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 164.9 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-164.9 \times 0.6^2}{2} = -29.68 \text{ kN.m}$$

### VI.11.1-Calcul des armatures :

#### A) Armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 37 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34.18 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$\text{Du tableau : } \mu_u = 0.017 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.18 \times 10^3}{0.991 \times 37 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.47 \text{ cm}^2 < A = 4.52 \text{ cm}^2$$

**Condition Vérifiée**

**B) Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 37} = 0.122$$

$$\rho_1 = 0.167 \rightarrow \beta_1 = 0.942 ; K = 71.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{29.68 \times 10^6}{0.942 \times 370 \times 4.52 \times 10^2} = 188.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{188.4}{71.21} = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition Vérifiée**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 188.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

**Condition Vérifiée**

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

## VI.12-Vérification à l'ELU :

1) **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 37.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$A_a = 28.66 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **En travées :**

$$A_t = 20.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$A_t = 20.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

2) **Vérification aux cisaillements : (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ MPa} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

**Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{1230.62 \times 10^3}{600 \times 1170} = 1.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{1048.33 \times 10^3}{600 \times 1170} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

## VI.13-Vérifications à l'ELS :

On a utilisé un logiciel de calcul SOCOTEC pour la vérification :

➤ **Vérification des contraintes**

**1-Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**2-Dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau VI.12 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Sens	Zone	$M_s$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
X-X	Appuis	859.38	37.7	209.3	348	5.32	15	Vérifié
	Travée	640.80	20.61	283.4	348	5.49	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	1079.39	28.66	344.8	348	7.77	15	Vérifié
	Travée	551.47	20.61	243.9	348	4.42	15	Vérifié

# Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle.

Ce travail nous a aidé à découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratiques telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD, SOCOTEC....

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques et les étapes de calcul d'un bâtiment qui sont :

- Pre dimensionnement des éléments.
- Calcul des éléments secondaires.
- Étude dynamique et sismique.
- Ferrailage des éléments structuraux.
- Étude de l'infrastructure.

À la fin nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.

# Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse afin de faire face aux difficultés et résoudre les problèmes que nous avons rencontrés au cours de notre étude.

## Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 et 91/99 : Béton Armé aux états Limites.
- DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation.
- Règles de conception de calcul des structures en Béton Armé CBA 93.

## Cours :

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

## Thèses :

- Mémoire de fin d'étude étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation avec un système de contreventement mixte (Modélisé avec ETABS). l'université de TIZI-OUZOU /2019/Option : Construction civile et industriel.
- Mémoire de fin d'étude étude d'un bâtiment (R+7) à Usage d'habitation contreventé par des voile et portiques en béton armée l'université de BOUMERDES /2018/Option : Structure et construction.

## Logiciels et programmes :

- ETABS V17.0.1 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- SOCOTEC (Ferrailage)
- ACIER
- Office 2013 (Traitement de texte, Calcul...etc)

## Références et Livres :

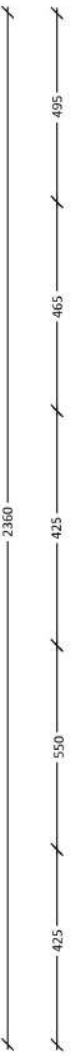
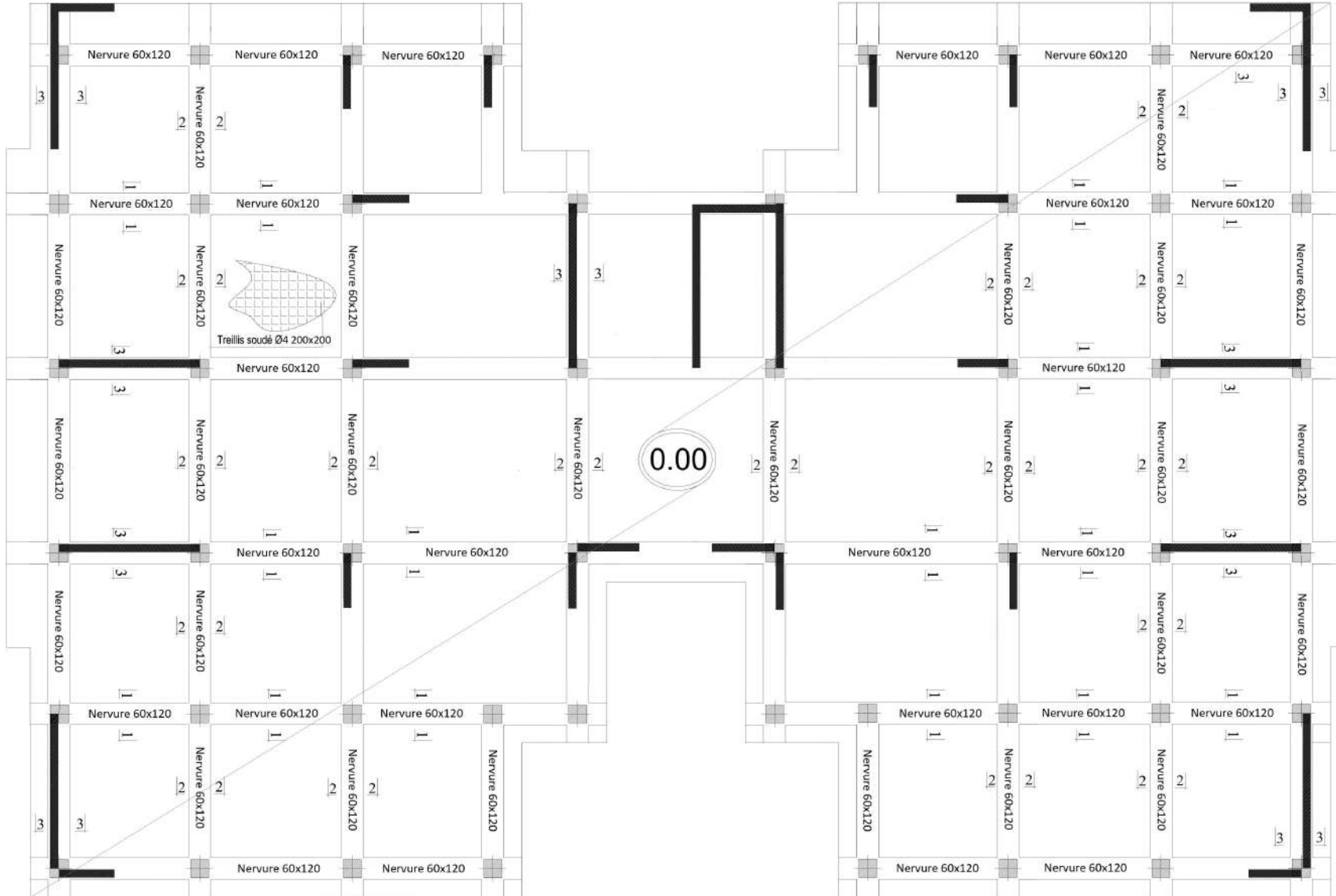
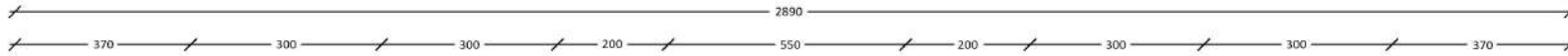
- Calcul des ouvrages en béton armée/ (M. BELAZOUGUI) /2013/page161 et 292
- Calcul du béton armé aux états limites de service (Règles BAEL 80) / PIERRE CHARON /1983 / Annexe pages 240-241-242-243/

---

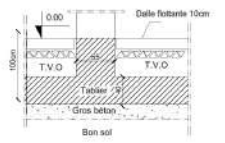
# **Les plans de coffrage et ferrailage**

---

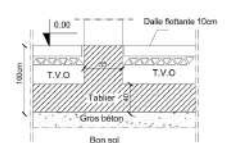
# Plan de coffrage radier niveau : +0.00 m



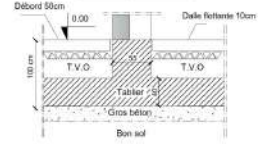
Coupe 1-1



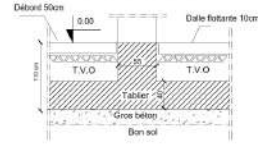
Coupe 2-2



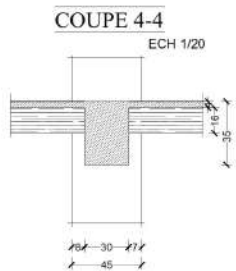
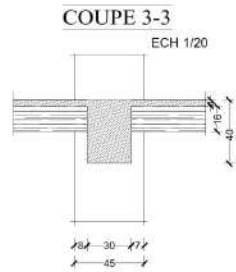
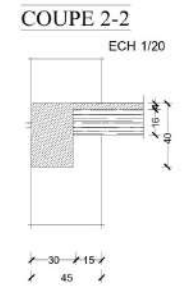
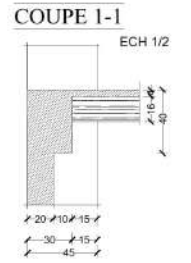
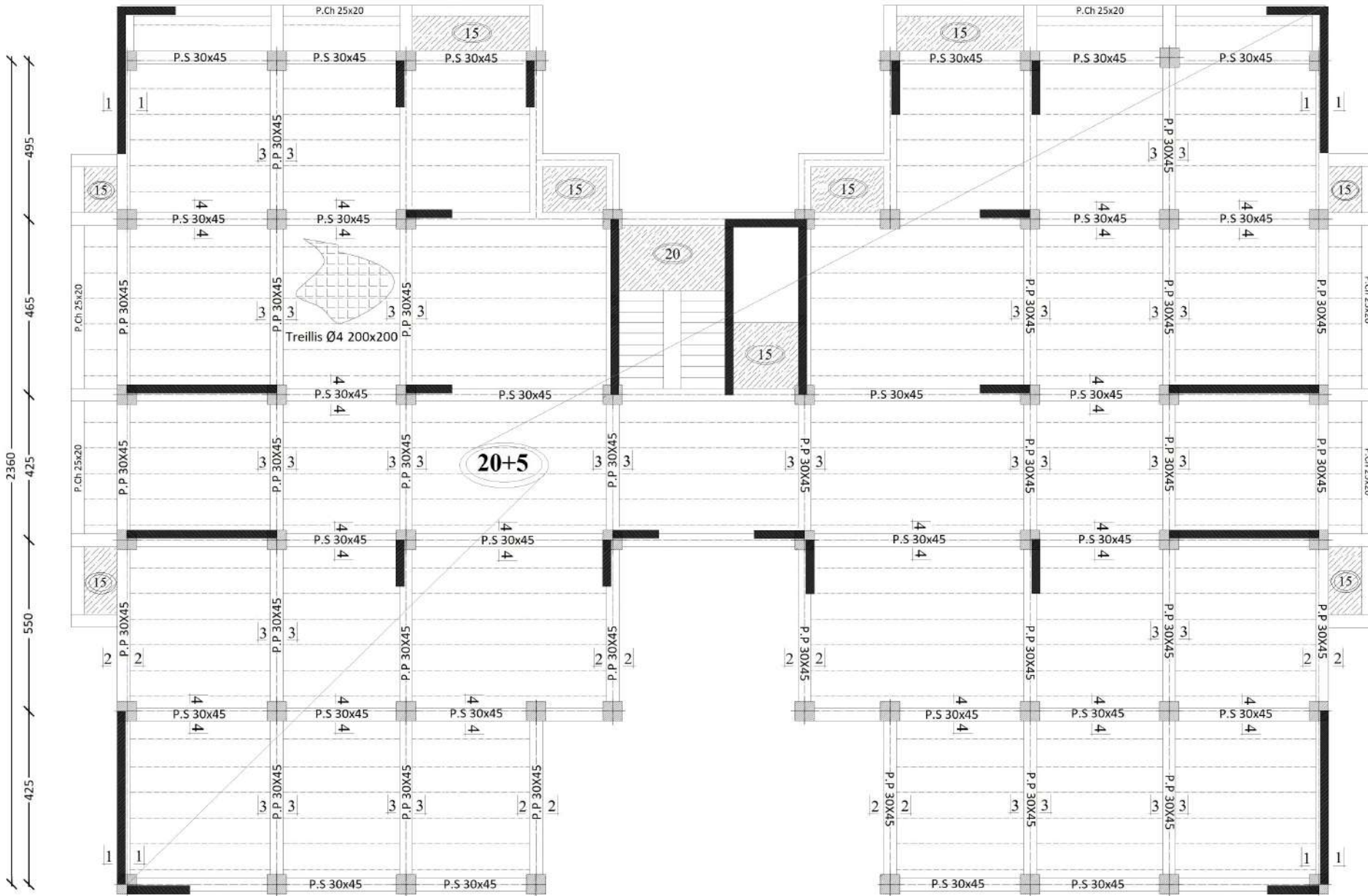
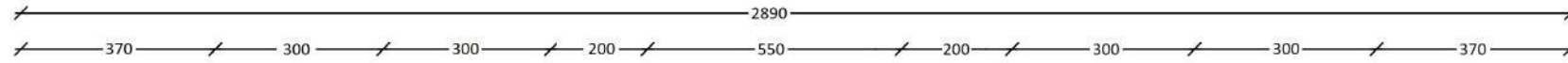
Coupe 3-3



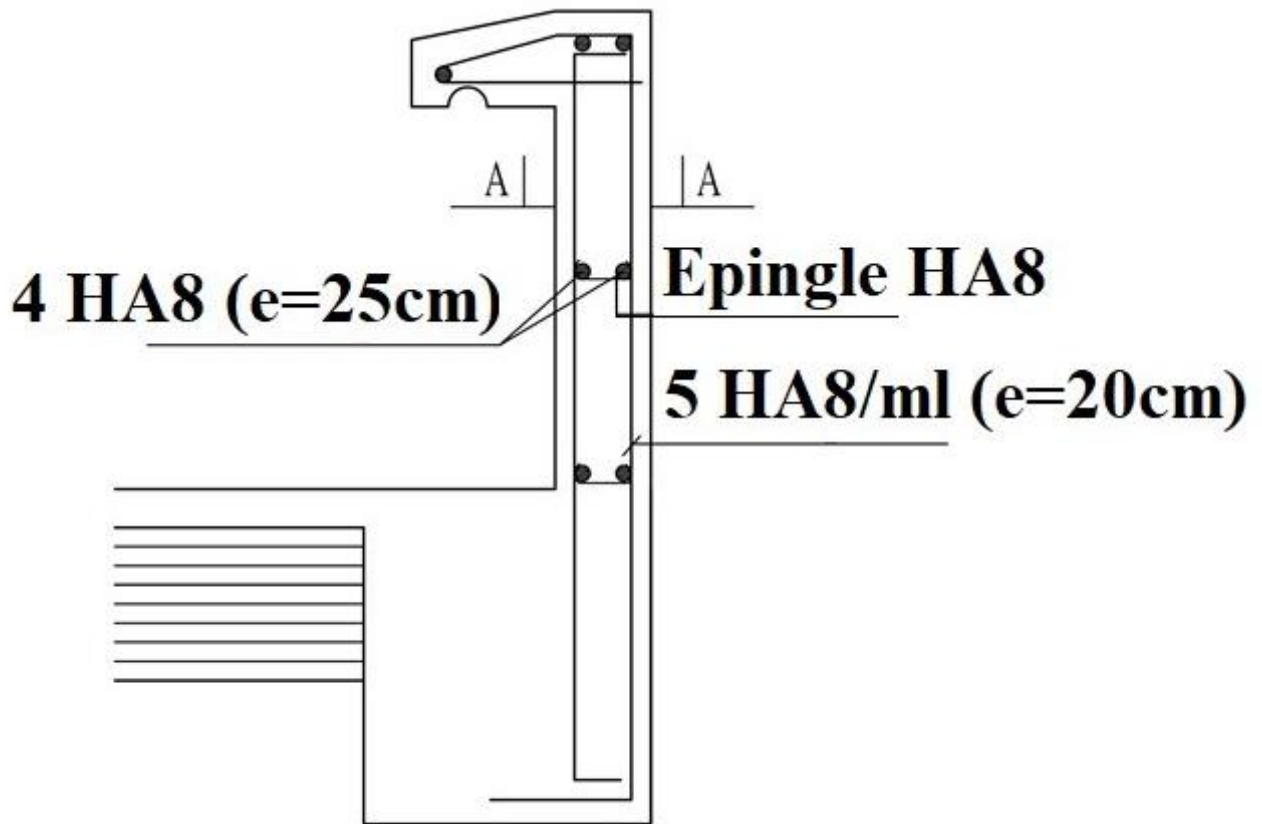
Coupe 4-4



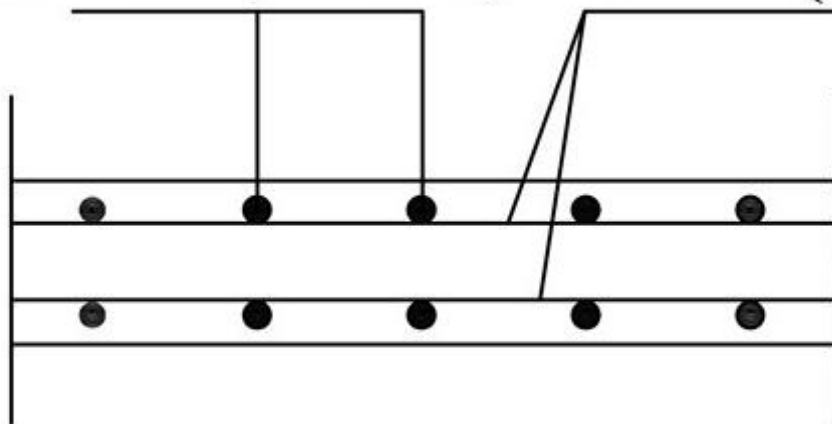
# Plan de coffrage plancher niveau : +3.15, +6.30, +9.45, +12.60, +15.75, +18.9, +22.05, +25.20, +28.35, +31.5 m



## Ferrailage : Acrotère

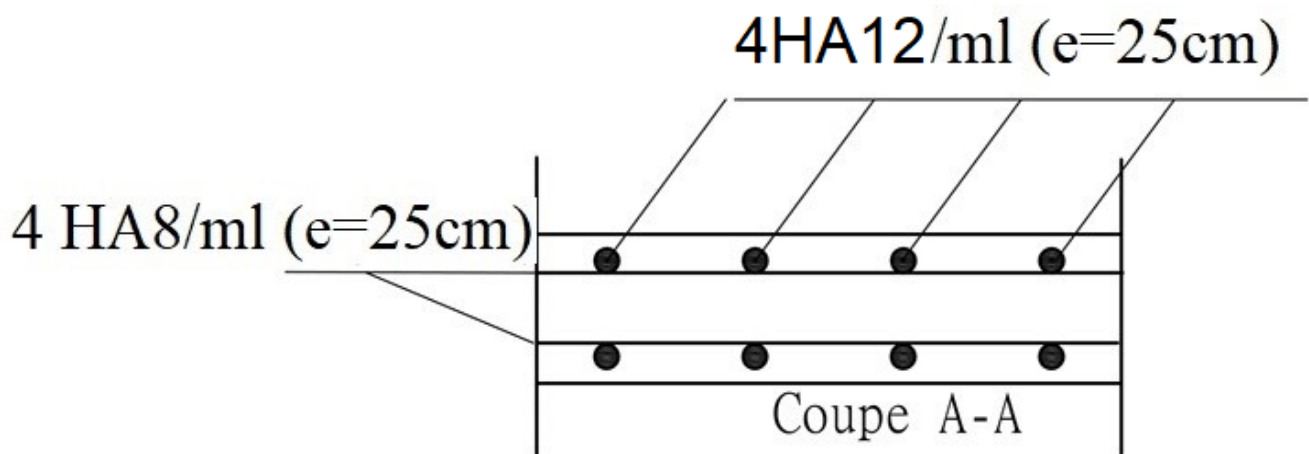
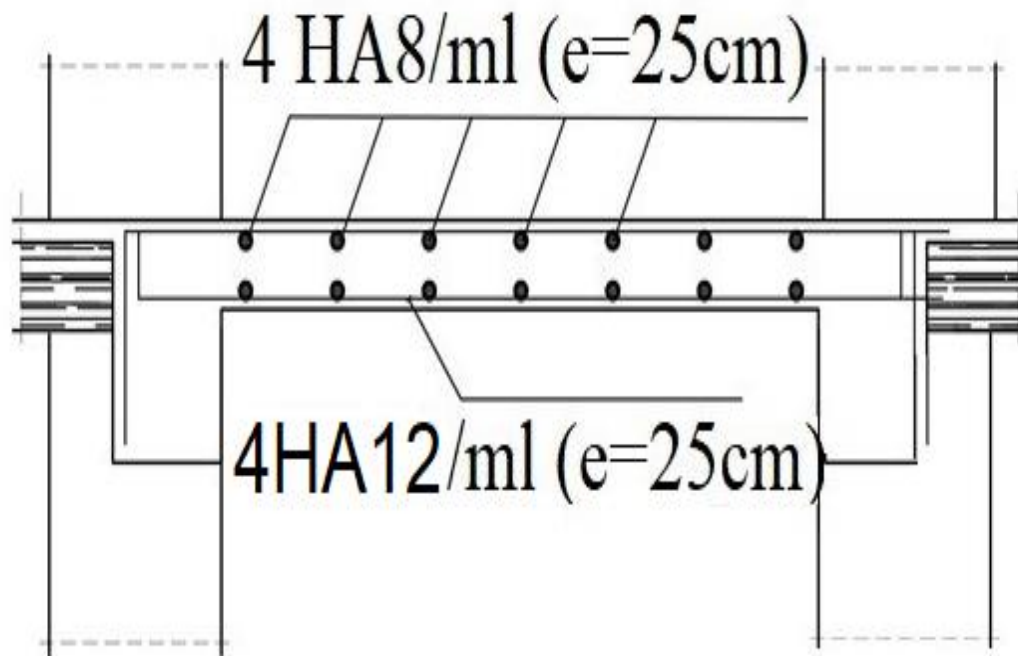


5 HA8/ml (e=20cm) 4 HA8 (e=25cm)

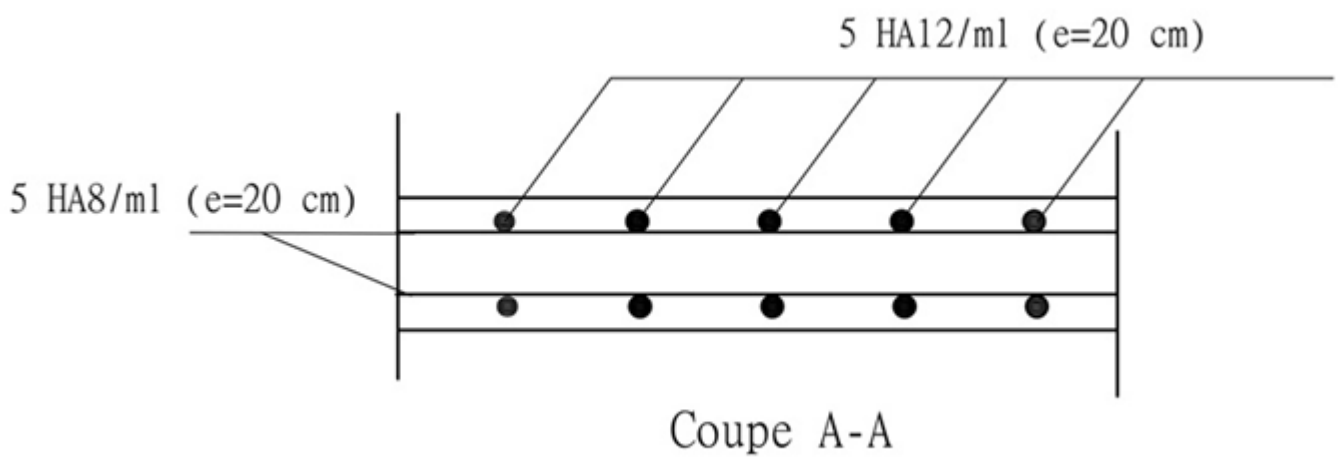
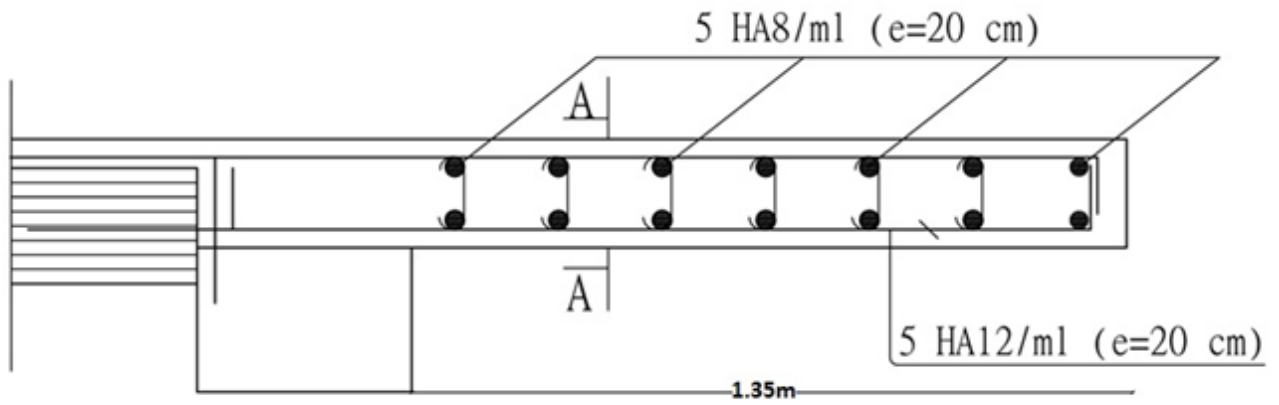


Coupe A-A

## Ferrailage : Salle Machine

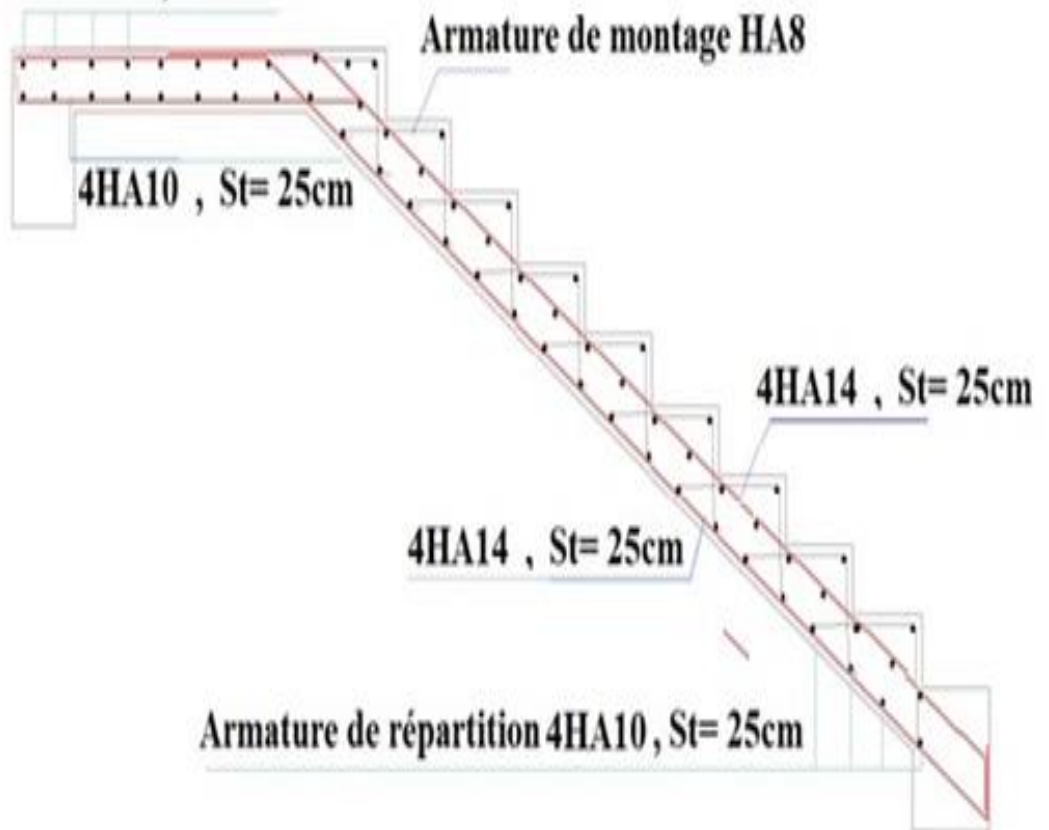


# Ferrailage : Balcon

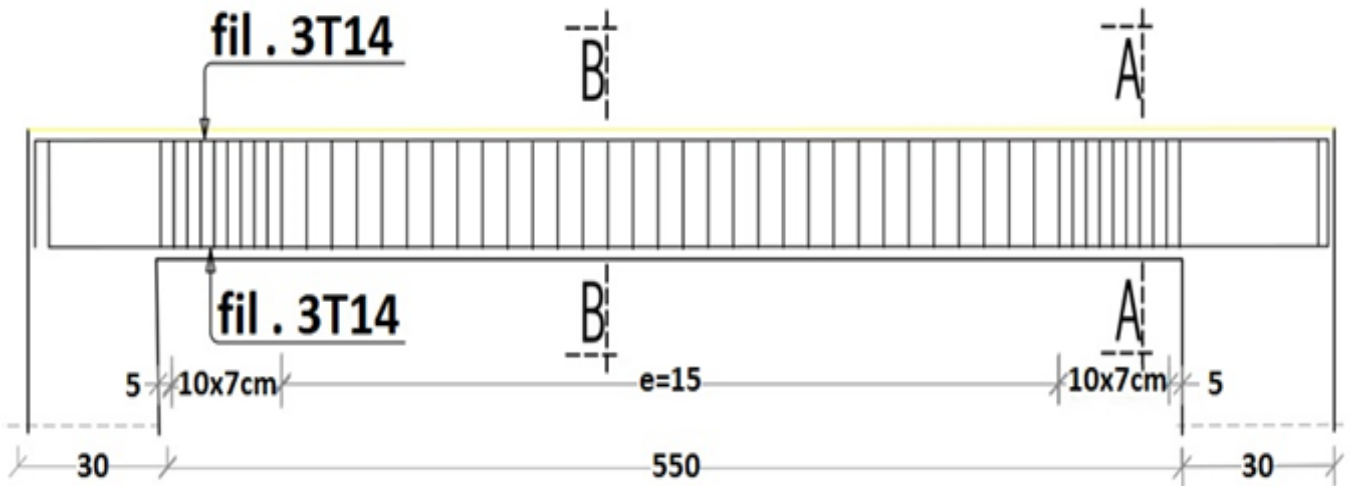


# Ferrailage d'Escalier

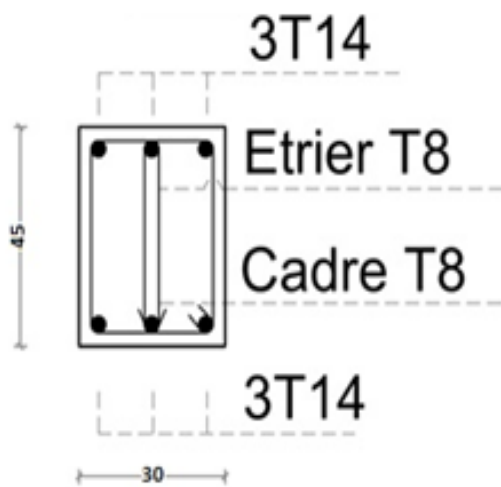
Armature de répartition 4HA8 , St= 25cm



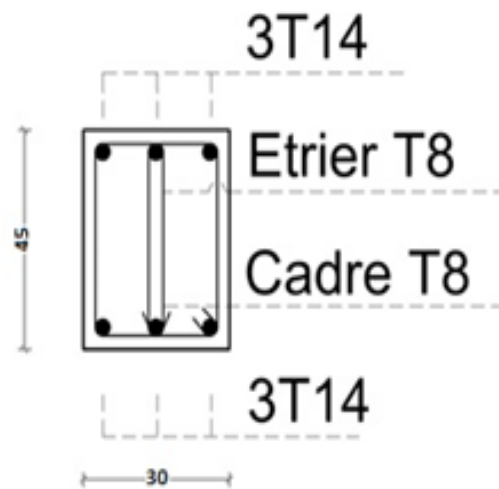
# Ferrailage : Poutre Palière



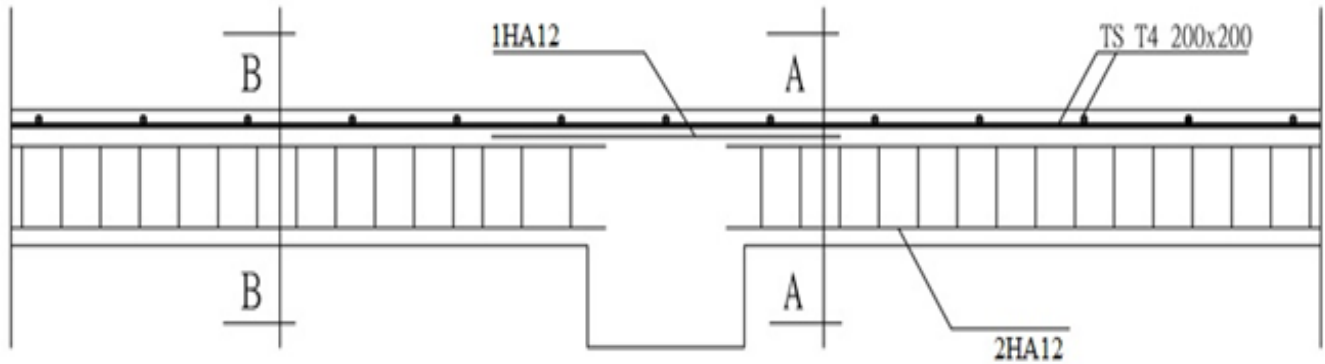
B-B



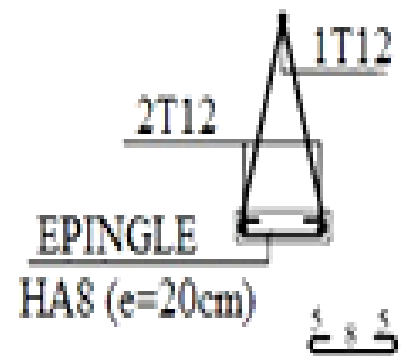
A-A



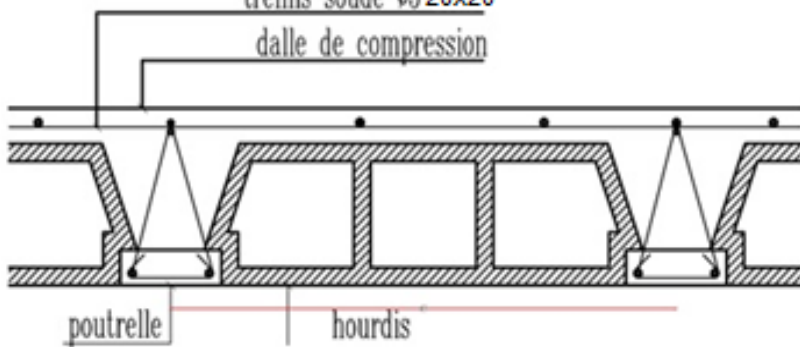
# Ferrailage : Poutrelles



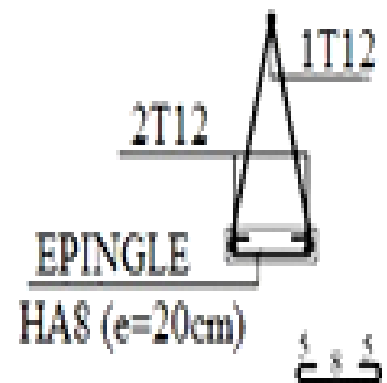
Coupe A-A



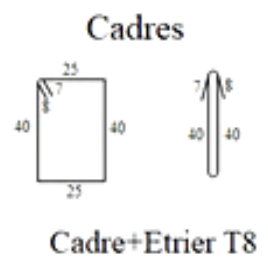
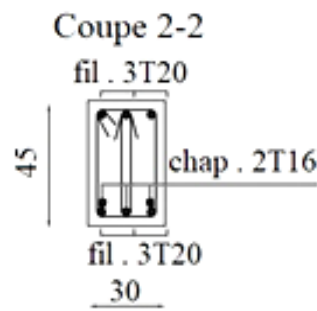
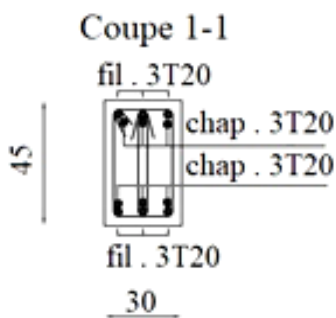
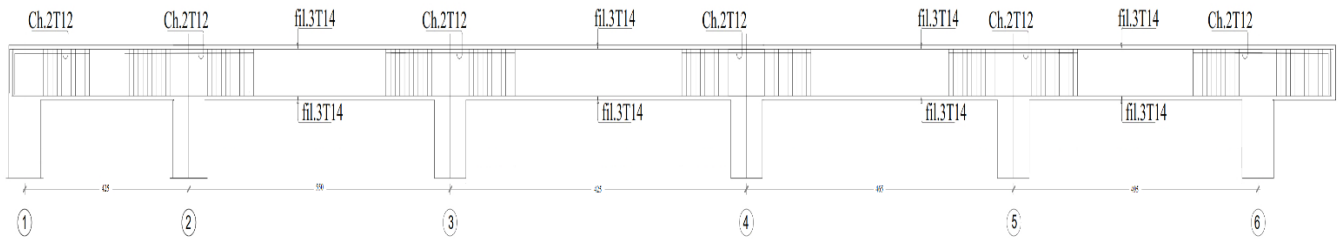
*DETAIL PLANCHER*  
treillis soude  $\phi 20 \times 20$   
dalle de compression



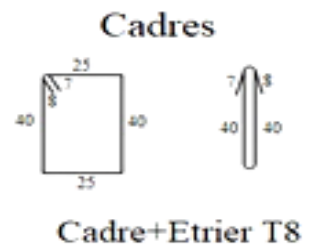
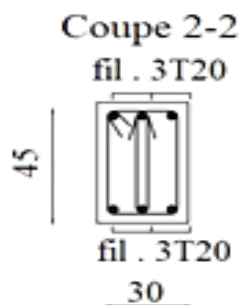
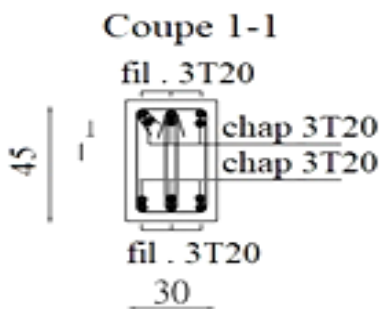
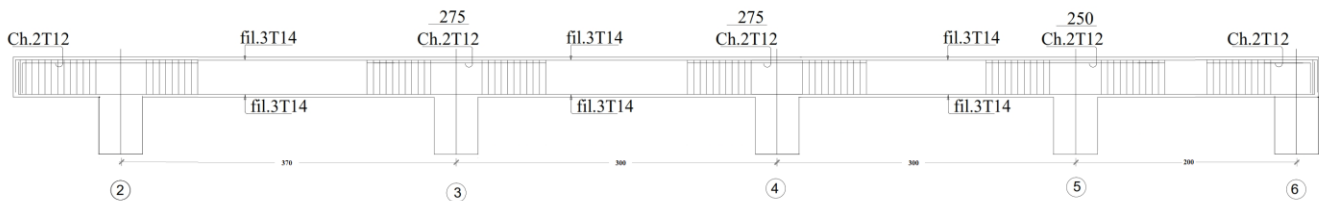
Coupe B-B



# Ferrailage : Poutre Principale (Non Liées au Voile)

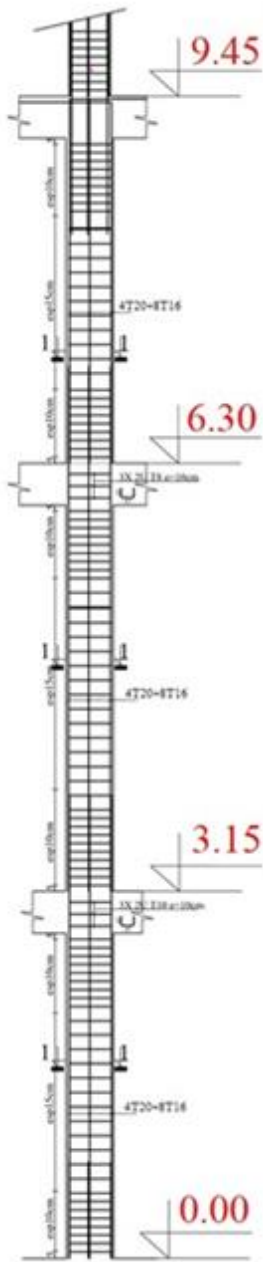


# Ferrailage : Poutre Secondaire (Non Liées au Voile)



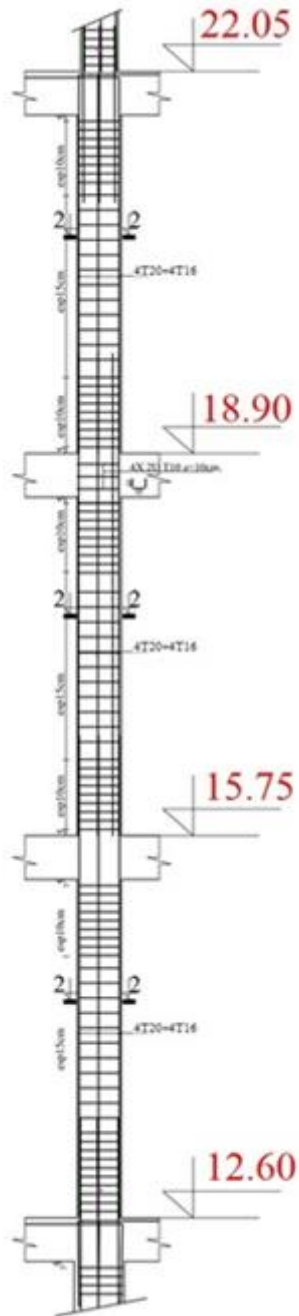
# Ferrailage : Poteaux

50 x 50



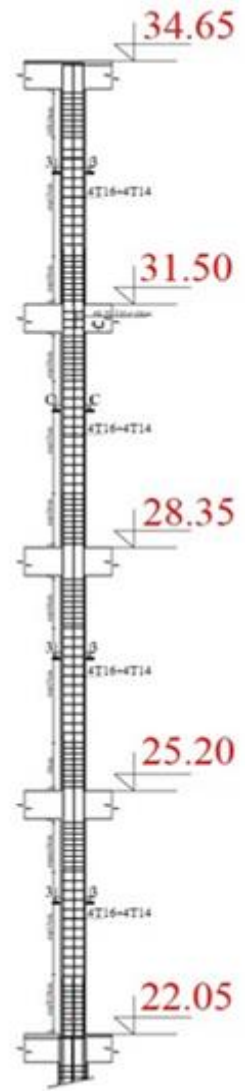
Coupe 1-1

40 x 40

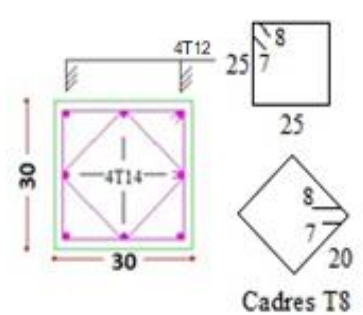
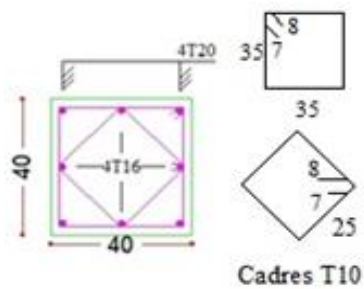
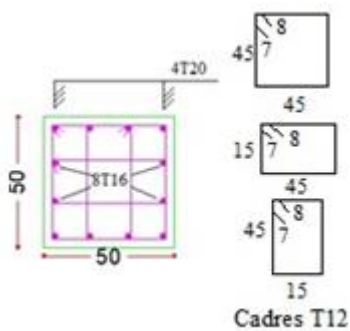


Coupe 2-2

30 x 30

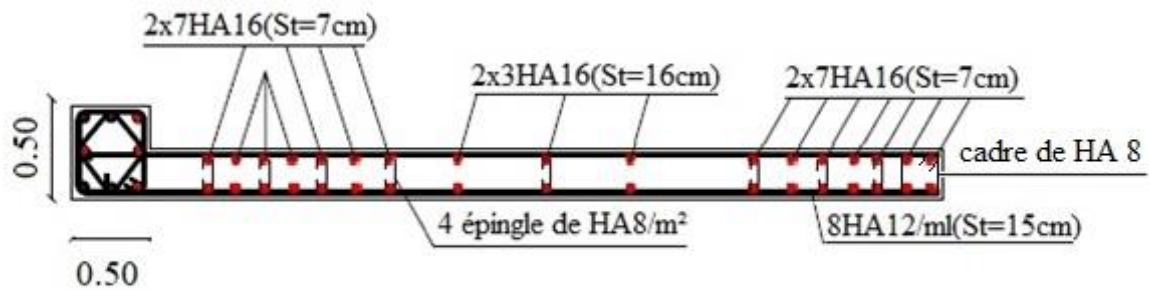


Coupe 3-3

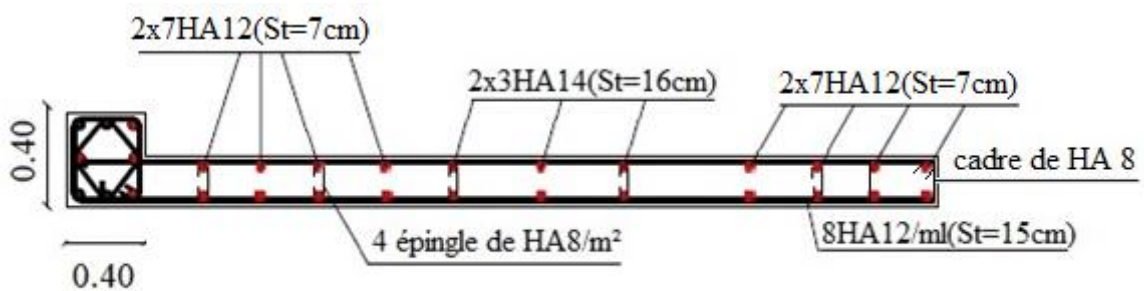


# Ferrailage : Voiles (Sens Longitudinal Vx1)

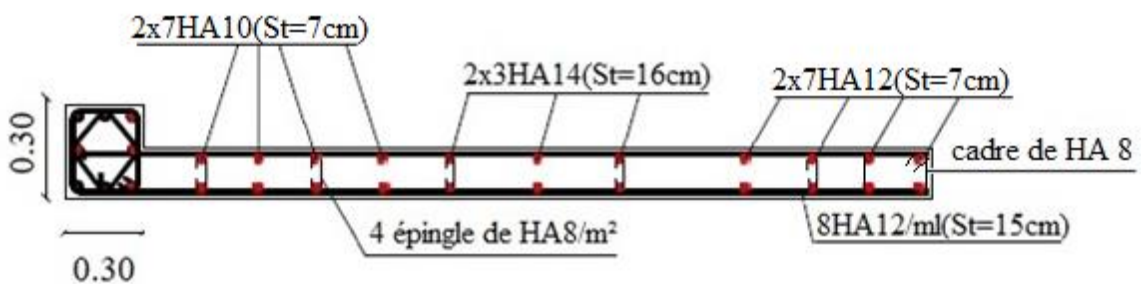
## Zone I



## Zone II

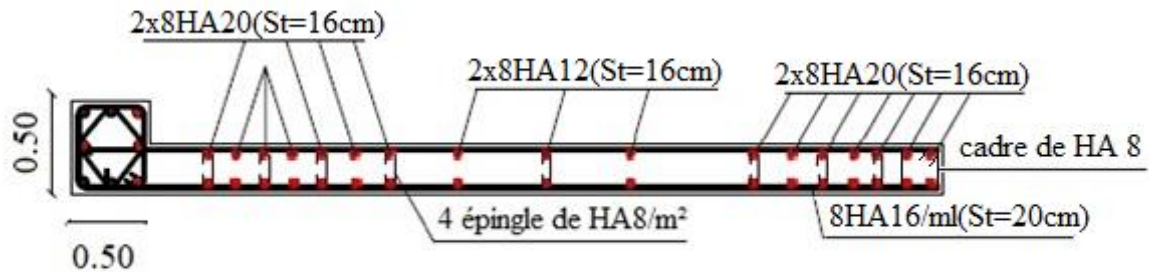


## Zone III

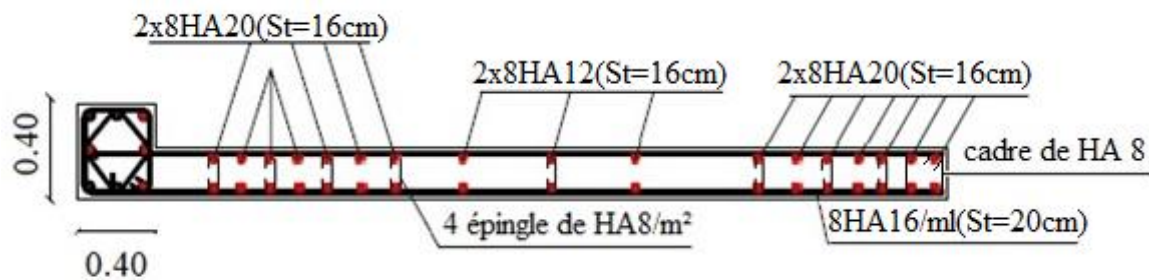


# Ferrailage : Voiles (Sens Transversal Vy1)

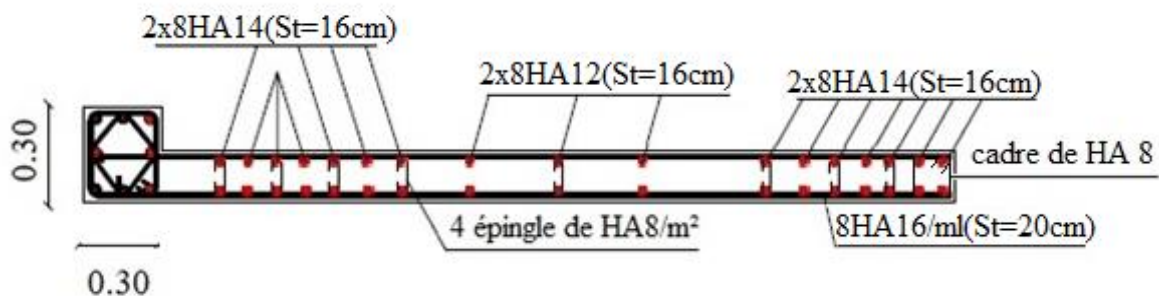
## Zone I



## Zone II

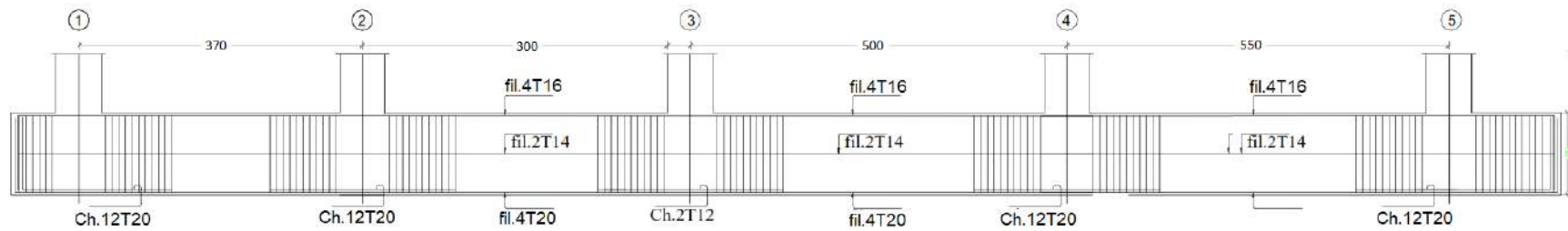


## Zone III

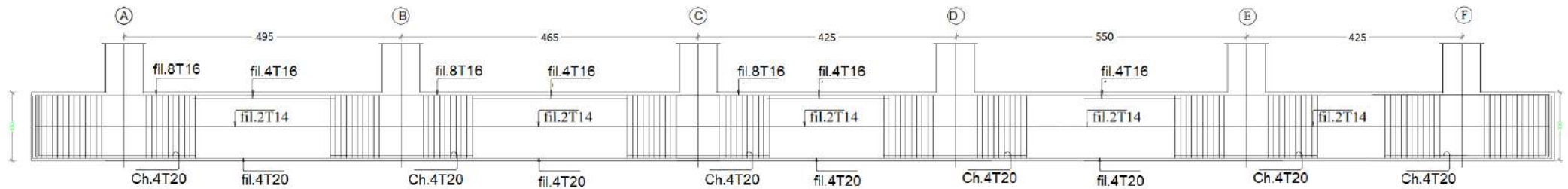


# FERRAILLAGE DE LA NERVURE

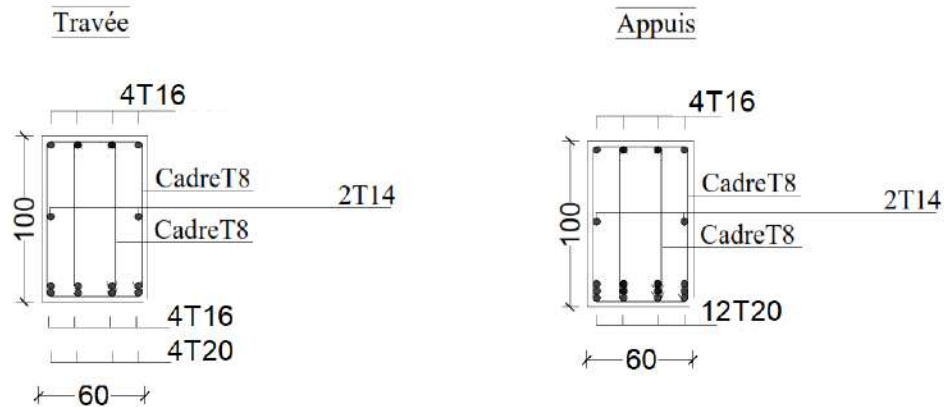
## Sens longitudinale X-X:



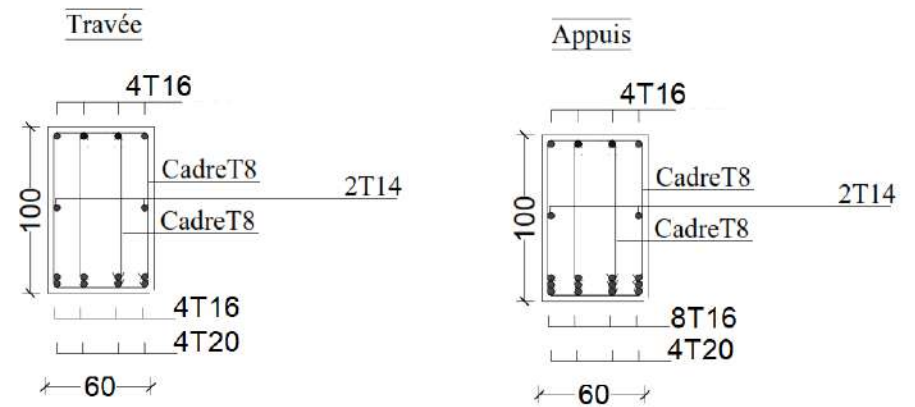
## Sens TRANSVERSALE Y-Y:



## Sens X-X

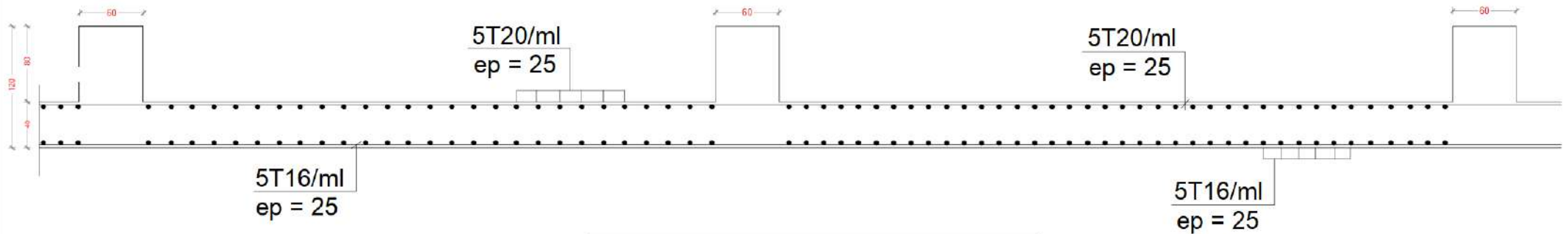


## Sens Y-Y



# COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier

## Sens longitudinale X-X:



## Sens longitudinale Y-Y:

