



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil

# MEMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil  
**Option : Construction Civile et Industrielle**

**Thème :**

Étude d'un bâtiment RDC+9 À usage habitation et  
commercial Contreventé par voiles

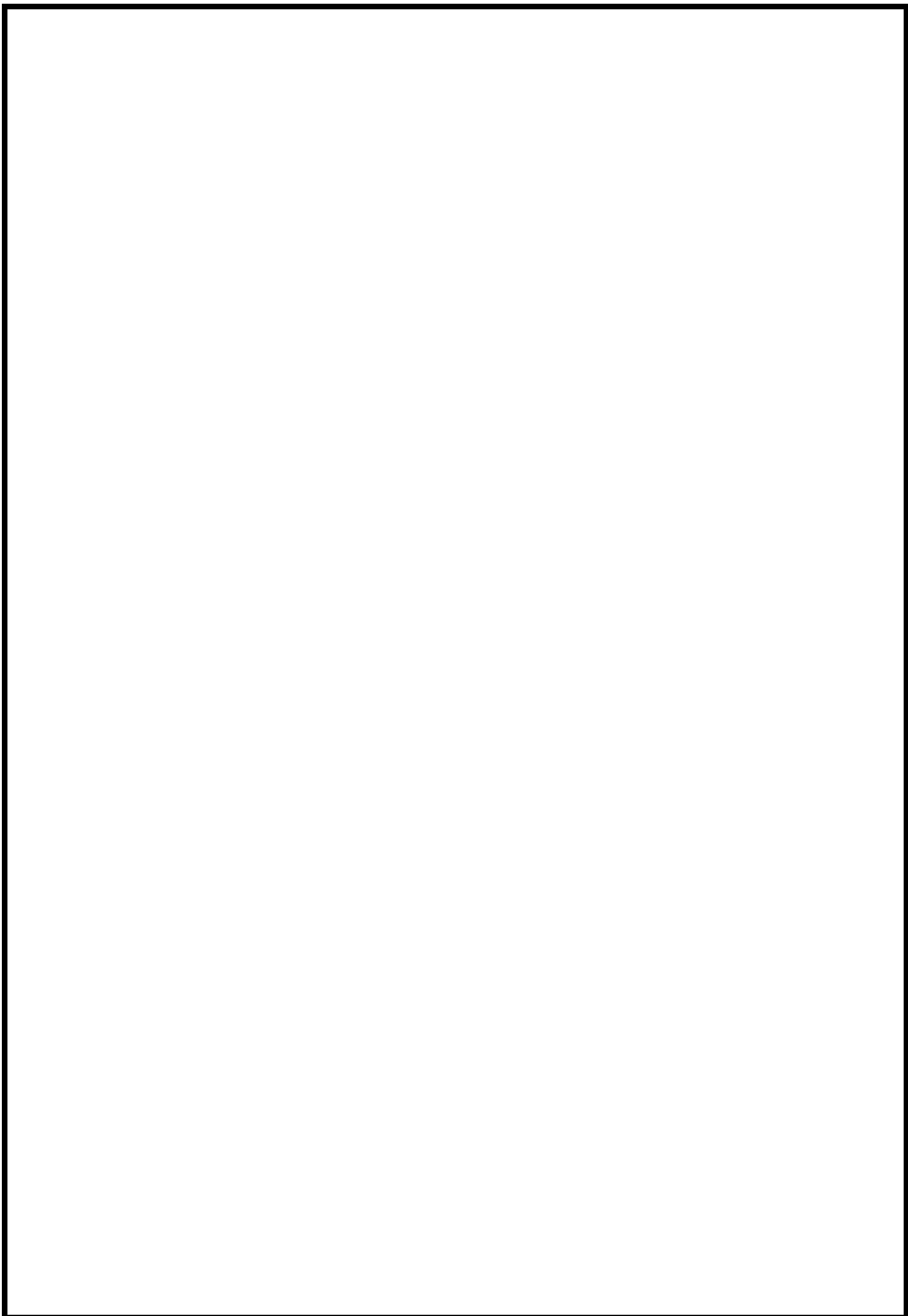
**Réalisé par :**

✦ **ABDELLI Mourad**

✦ **SARAOUI Yasmine**

**Encadré par : Mme BOUZID**

**Promotion : 2021 /2022**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciement

En premier lieu, on remercie Dieu le tout puissant.

En second, nos familles de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

On tient encore à remercier notre promotrice **Mme BOUZID** et notre Co-promoteur **Mr NEKMOUCHE** pour leur aide

Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

On remercie aussi les  
membres du jury qui nous  
ferons l'honneur de juger mon  
travail



## Dédicaces

À mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'affection

À mes chers frères et leurs enfants, source de joie et de bonheur

À toute ma famille, source d'espoir et de motivation

À MOURAD, mon binôme

À tous mes amis

À vous cher lecteur

YASMINE



## Dédicaces

*À ma famille*

Tout d'abord, je tiens à remercier infiniment ma magnifique famille, qui m'a orienté et soutenu tout au long des étapes de ma vie

*À MES enseignants et professeurs*

Car sans leur enseignement de qualité, leur patience, dévouement et sacrifice rien de cela ne serai possible

*À MES chères amis*

Je tiens à remercier tous mes amis qui ont contribué à m'aider et ma soutenu pour atteindre ce niveau académique

*À Ma binôme YASMINE*

*À vous cher lecteur*

MOURAD

# Sommaire

## **CHAPITRE I : PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**

I.1	Introduction .....	01.
I.2	Caractéristiques géométriques .....	01.
I.3	Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	01.
I.4	Règlements utilisés : .....	03.
I.5	Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	03.
I.5	Conclusion : .....	09

## **CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS**

II.1	planchers : .....	<b>10.</b>
II.2	poutres : .....	11.
II.3	poteaux : .....	12.
II.4	les voiles : .....	12.
II.5	balcon : .....	15.
II.6	maçonnerie : .....	15.
II.7	calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité : .....	17.
II.8	la loi de dégression des charges : .....	18.
II.9	conclusion : .....	21.
II.10	Dispositions Construction .....	:21.

## **CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

III.1	Acrotère : .....	23.
III.2	Plancher en corps creux : .....	27.
III.3	Salle machine : .....	35.
III.4	Les escaliers .....	45.

## **CHAPITRE IV : MODÉLISATION DE LA STRUCTURE**

IV.1	Introduction.....	55.
IV.2	Le concept de base de la MEF .....	55.
IV.3	Définition de logiciel ETABS.....	55.
IV.4	Méthode de modelisation.....	56

## **CHAPITRE V :VÉRIFICATION DES CONDITIONS DU RPA**

V.1	Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7) .....	70.
V.2	Pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4).....	71.
V.3	Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4).....	72.
V.4	Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R.....	72.
V.5	Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA/ version 2003).....	74.

## **CHAPITRE VI :FERRAILLAGE DES POTEAUX**

VI.1	Introduction.....	81.
VI.2	Recommandations du RPA : .....	81.
VI.3	Hypothèses de calcul : .....	81.
VI.4	Calcul de ferrailage (flexion composée) :.....	81.
VI.5	Vérifications à l'ELU : .....	83.
VI.6	Vérifications à l'ELS : .....	85.

## **CHAPITRE VII :FERRAILLAGE DES POUTRES**

VII.1	Introduction : .....	86.
VII.2	Recommandations du RPA : .....	86.
VII.3	Hypothèse de calcul : .....	86.
VII.4	Calcul de ferrailage : .....	87.

## **CHAPITRE VIII :FERRAILLAGE DES VOILES**

VIII.1	Introduction : .....	94.
VIII.2	Comportement d'un voile .....	94.
VIII.3	La Méthode De Calcul .....	96.

## **CHAPITRE IX :ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

IX.1	Introduction : .....	104.
IX.2	Étude Géotechnique Du Sol : .....	104.
IX.3	Choix Du Type De Fondation : .....	104.
IX.4	Étude Du Radier Général .....	108.
IX.5	Ferrailage des nervures .....	121

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I :

<b>Figure I.1 :</b> Diagramme contraintes- déformations (ELU).....	5
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme contraintes- déformations (ELS).....	5
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme contrainte-déformation.....	9

### CHAPITRE II :

<b>Figure II.1 :</b> Coupe verticale du plancher (16+4).....	10
<b>Figure II.2:</b> coupe verticale des poutres .....	12
<b>Figure II.3:</b> Coupe de voile en plan.....	13
<b>Figure II.4 :</b> Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.....	14
<b>Figure II.5 :</b> Coupe verticale d'un plancher d'étage terrasse inaccessible .....	15
<b>Figure II.6 :</b> Coupe transversale d'un mur extérieur .....	16
<b>Figure II.7 :</b> Coupe transversale d'un mur intérieur.....	16
<b>Figure II.8 :</b> Surface d'influence du poteau le plus sollicité .....	17
<b>Figure II.9 :</b> la descente des charges de la bâtisse .....	19

### CHAPITRE III :

<b>Figure III.1:</b> disposition constrictive de la dalle de compression .....	27
<b>Figure III.2 :</b> disposition idéale des étais .....	28
<b>Figure III.3 :</b> Schéma statique des poutrelles .....	29
<b>Figure III.4 :</b> diagramme des efforts internes à L'ELU .....	30
<b>Figure III.5 :</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.....	33
<b>Figure III.6 :</b> coupe d'un escalier .....	45
<b>Figure III.7 :</b> coupe verticale de la volée d'étage courant.....	46
<b>Figure III.8:</b> schéma statique à L'ELU .....	48
<b>Figure III.9:</b> schéma statique à L'ELS .....	52

## CHAPITRE IV :

<b>Figure IV.1 :</b> interface d'introduction des données générales .....	56
<b>Figure IV.2 :</b> Interface de modification des entres-axes.....	57
<b>Figure IV.3 :</b> Interface de modification des hauteurs d'étages .....	57
<b>Figure IV.4 :</b> Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.....	58
<b>Figure IV.5 :</b> Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires .....	59
<b>Figure IV.6:</b> Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99...64	
<b>Figure IV.7 :</b> spectre de réponse RPA.....	64
<b>Figure IV.8 :</b> Interface d'introduction du spectre.....	65
<b>Figure IV.9 :</b> Interface de définition des caractéristiques du spectre.....	65
<b>Figure IV.10 :</b> Interface d'introduction des charges pour les dalles.....	66
<b>Figure IV.11 :</b> Exemple diaphragme 1 <sup>er</sup> étage.....	69
<b>Figure IV.12 :</b> Modèle finale de notre structure.....	69

## CHAPITRE V :

<b>Figure V.1 :</b> La somme des efforts verticaux repris par les (voiles, portiques) .....	72
<b>Figure V.2 :</b> La somme des efforts verticaux repris par les voiles.....	73
<b>Figure V.3 :</b> La somme des efforts verticaux repris par les portiques.....	73

## CHAPITRE VIII

<b>Figure VIII.1 :</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	96
--	----

## CHAPITRE IX

<b>FigureIX.1 :</b> Diagramme des contraintes sous le radier.....	113
<b>FigureIX.2:</b> Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	115
<b>FigureIX.3 :</b> Schéma statique du débord.....	121
<b>Figure IX.4:</b> Répartition trapézoïdale.....	123
<b>Figure IX.5 :</b> Présentation du chargement simplifié.....	123
<b>Figure IX.6:</b> Répartition triangulaire.....	123
<b>Figure IX.7:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU.....	127
<b>Figure IX.8:</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).....	127
<b>Figure IX.9 :</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens yy).....	127
<b>Figure IX.10 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).....	128
<b>Figure IX.11 :</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens xx).....	128
<b>Figure IX.12 :</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).....	128
<b>Figure IX.13 :</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU.....	129

<b>Figure IX.14</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).....	129
<b>Figure IX.15</b> : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens xx).....	129
<b>Figure IX.16</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).....	129
<b>Figure IX.17</b> : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens yy).....	130
<b>Figure IX.18</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).....	130
<b>Figure IX.19</b> : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens xx).....	130
<b>Figure IX.20</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).....	131
<b>Figure IX.21</b> : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens yy).....	131
<b>Figure IX.22</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy).....	131

## LES TABLEAUX

### CHAPITRE I :

<b>Tableau I .1</b> : Caractéristique des aciers .....	07
--	----

### CHAPITRE II :

<b>Tableau II.1</b> : Charges permanentes du plancher d'étage courant .....	14
<b>Tableau II.2</b> : Charges permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible.....	14
<b>Tableau II.3</b> : Charges permanentes des balcons .....	15
<b>Tableau II.4</b> : Charges revenant aux murs extérieurs.....	15
<b>Tableau II.5</b> : Charges revenant aux murs intérieurs .....	16
<b>Tableau II.6</b> : Charges d'exploitations .....	16
<b>Tableau II.7</b> : Coefficients de dégression des surcharges .....	18
<b>Tableau II.8</b> : Coefficients de dégression des surcharges .....	20
<b>Tableau II.9</b> : Sections adoptées des poteaux.....	21
<b>Tableau II.10</b> : Vérification des poteaux au flambement.....	22

### CHAPITRE III :

<b>Tableau III.1</b> : chargement de plancher en corps creux .....	27
<b>Tableau III.2</b> : calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression .....	28
<b>Tableau III.3</b> : charge et surcharge revenant à la poutrelle .....	30
<b>Tableau III.4</b> : ferrailage des poutrelles en travée .....	31
<b>Tableau III.5</b> : ferrailage des poutrelles aux appuis .....	31
<b>Tableau III.6</b> : ferrailage transversale des poutrelles .....	31
<b>Tableau III.7</b> : dimensionnement d'escalier .....	46
<b>Tableau III.8</b> : charge permanente du palier .....	47
<b>Tableau III.9</b> : charge permanente de la volée .....	48

### CHAPITRE IV :

<b>Tableau IV.1</b> : valeur pénalités selon les caractères de qualité .....	63
--	----

## **Chapitre V :**

<b>Tableau V.1 :</b> Vérification de la régularité structurale en plan sens X et sens Y .....	71
<b>Tableau V.2 :</b> Pourcentage de participation de la masse modale .....	71
<b>Tableau V.3 :</b> valeurs pénalités selon les caractères de qualité .....	75
<b>Tableau V.4 :</b> Valeur du poids total de la structure .....	75
<b>Tableau V.5 :</b> la résultante des forces sismiques .....	76
<b>Tableau V.6 :</b> les déplacements selon Ex .....	77
<b>Tableau V.7 :</b> les déplacements selon Ey.....	78
<b>Tableau V.8 :</b> Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.....	79
<b>Tableau V.8 :</b> Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.....	80

## **CHAPITRE VI :**

<b>Tableau VI.1 :</b> les recommandations de RPA.....	81
<b>Tableau VI.2:</b> Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.....	82
<b>Tableau VI.3:</b> vérification de la quantité d'armatures transversales.....	83
<b>Tableau VI .4 :</b> détermination de la zone nodale.....	84
<b>Tableau VI. 5 :</b> vérification des contraintes tangentielles.....	85
<b>Tableau VI.6 :</b> vérification des contraintes à L'ELS.....	85

## **CHAPITRE VII**

<b>Tableau VII.1 :</b> les recommandations du RPA.....	86
<b>Tableau VII.2 :</b> résultats de ferrailage des poutres à L'ELU.....	87
<b>Tableau VII.3 :</b> vérification des contraintes à L'ELS.....	93

## **CHAPITRE VIII**

<b>Tableau VIII.1:</b> ferrailage des voiles (VL1, VL2).....	99
<b>Tableau VIII.2:</b> ferrailage des voiles (VL3, VL4, VL).....	100
<b>Tableau VIII.3:</b> ferrailage des voiles (VT1, VT2).....	101
<b>Tableau VIII.4:</b> ferrailage des voiles (VT3, VT4).....	102
<b>Tableau VIII.5:</b> ferrailage des voiles (VT5, VT6).....	103

## **CHAPITRE IX**

<b>Tableau IX.1 :</b> Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal) .....	105
<b>Tableau IX.2:</b> Surface de semelles filantes sous poteaux.....	107
<b>Tableau IX.3:</b> Surface de semelles filantes sous poteaux.....	108
<b>Tableau IX.4 :</b> vérification de la section minimale.....	118
<b>Tableau IX.5:</b> Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)...	125
<b>Tableau IX.6 :</b> Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	126
<b>Tableau IX.7 :</b> Les efforts internes dans les nervures.....	131
<b>Tableau IX.8 :</b> Le ferrailage adopté pour la nervure.....	131
<b>Tableau IX.9 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	133

## 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...) et 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 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 le quel est implanté l'ouvrage.

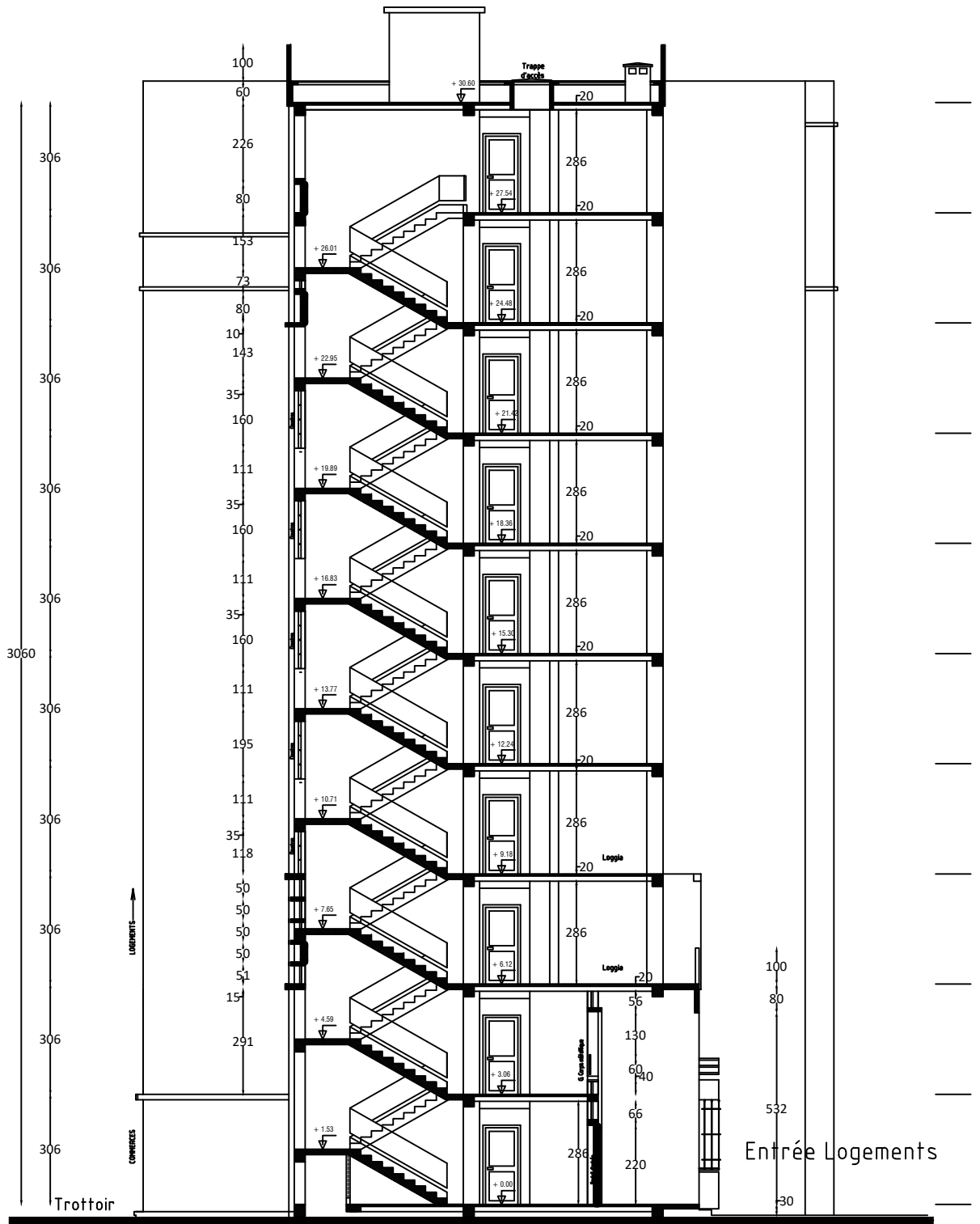
Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment), nous allons adopter l'un des logiciels de (CAO) pour le calcul.



*Façade sur rue principale*



*Vue sur rue secondaire*

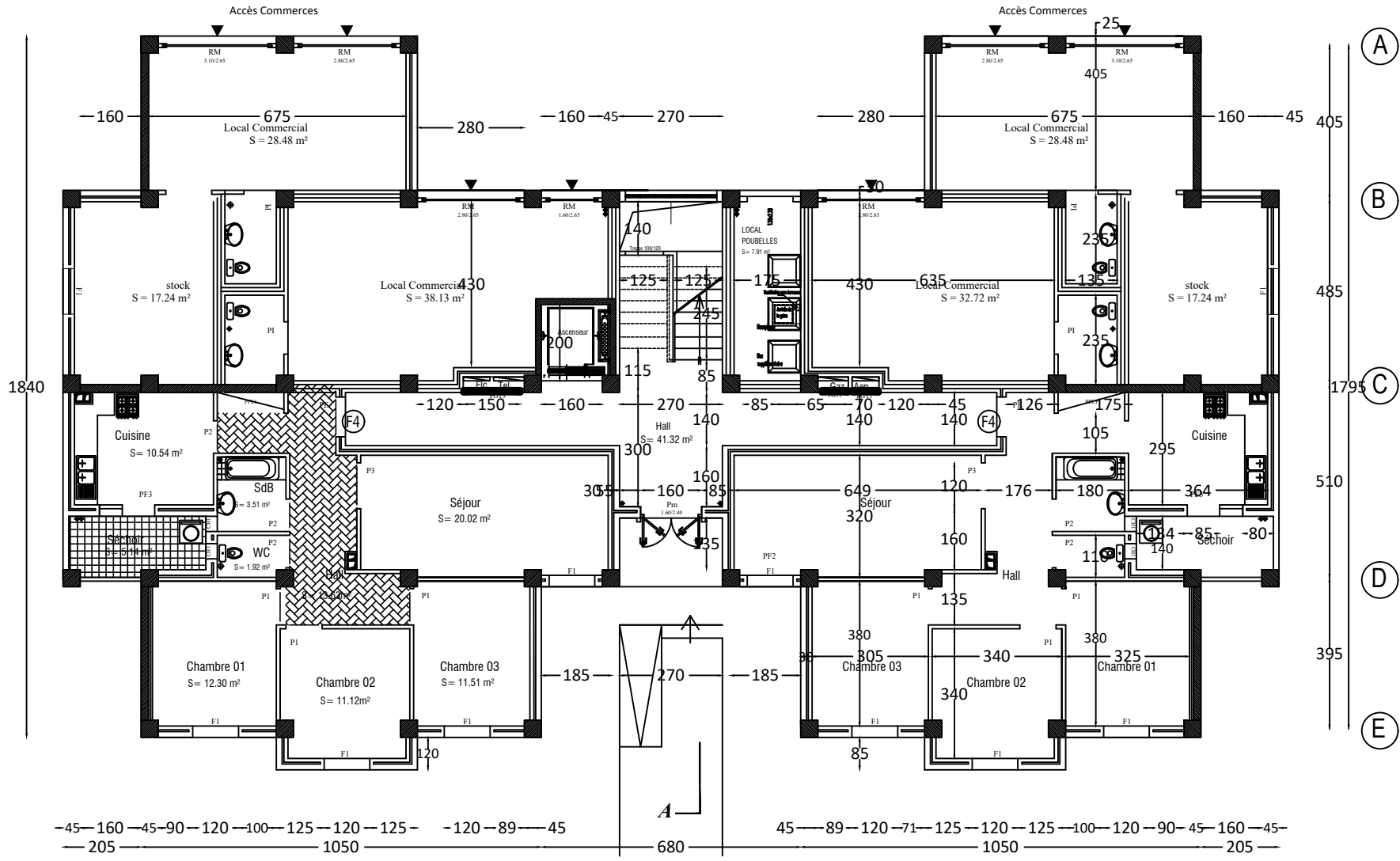


*coupe A-A*

① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫

3190  
3145  
— 205 — 355 — 325 — 325 — 205 — 315 — 205 — 325 — 325 — 355 — 205 —  
— 4360 — 45 — 310 — 45 — 280 — 45 — 280 — 45 — 160 — 45 — 270 — 45 — 160 — 45 — 280 — 45 — 280 — 45 — 45 — 280 — 45 — 45 — 160 — 45 —

— 45 — 310 — 45 — 280 — 45 —  
A  
45 — 280 — 45 — 45 —

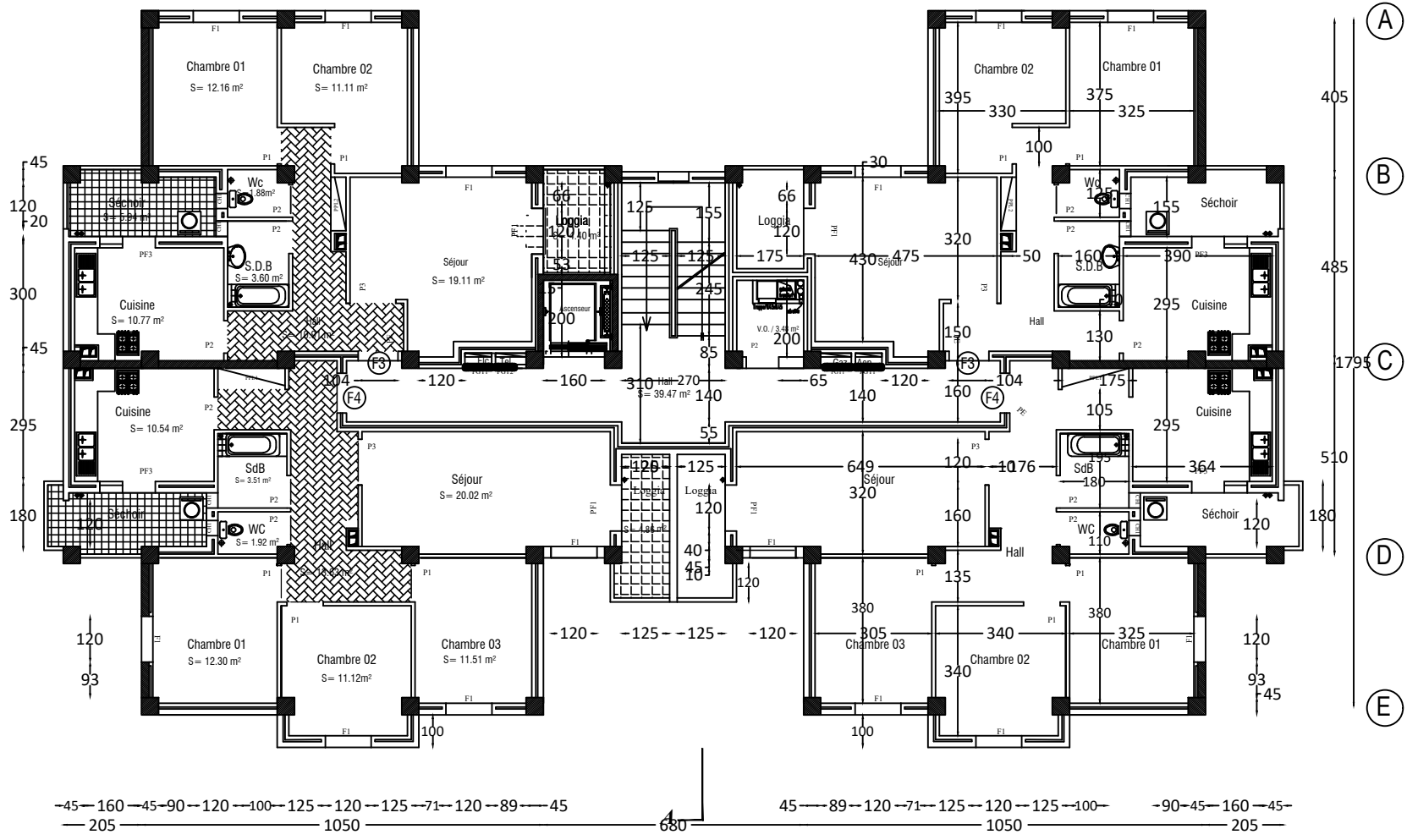


*Vue en plan RDC*

① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫

3190  
3145  
205 355 325 325 205 315 205 325 325 355 205  
-45-160-45-310-45-280-45-280-45-160-45-270-45-160-45-280-45-280-45-310-45-160-45-

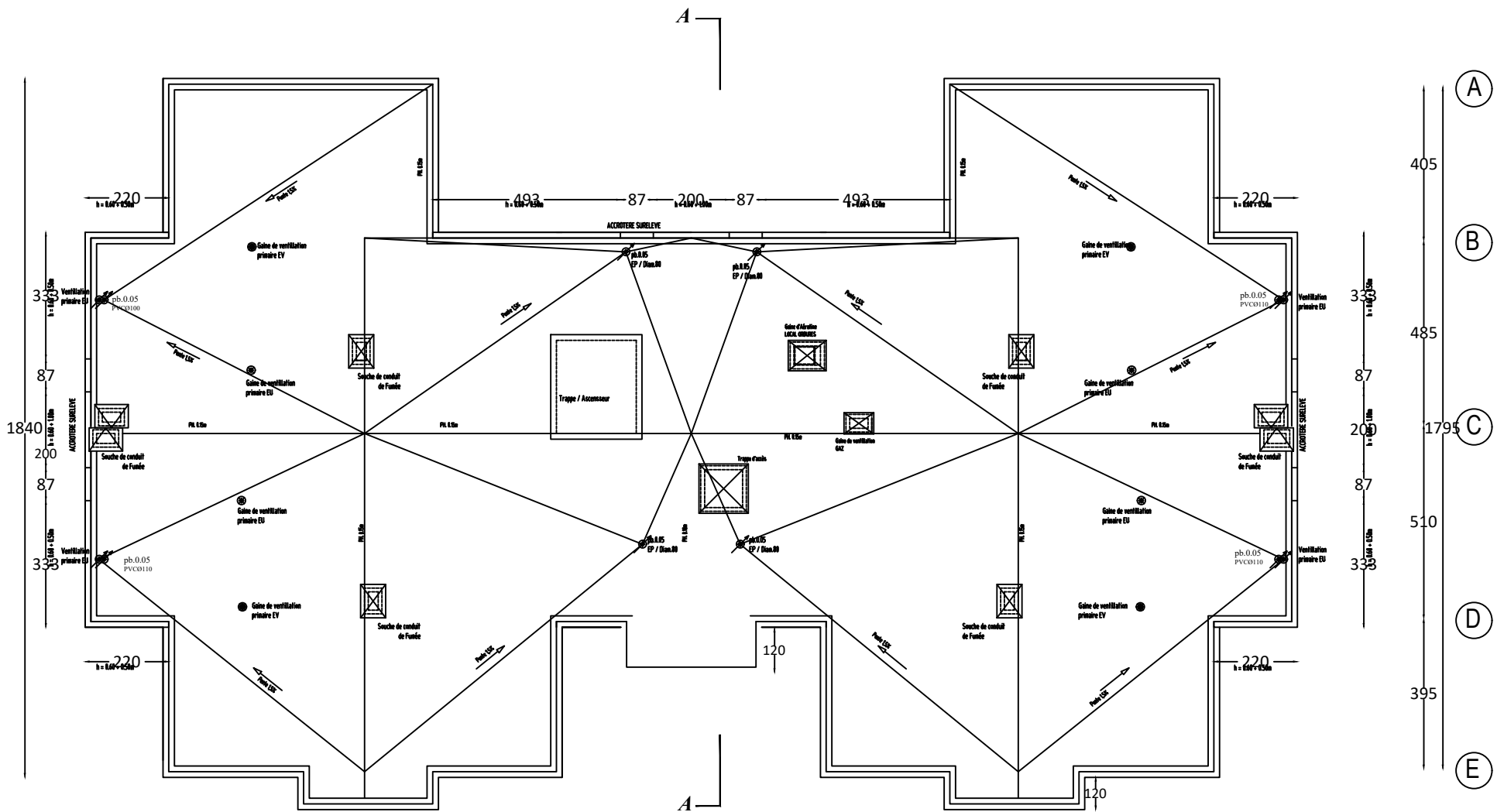
A  
-136-120-225-120-125-71-120-134-160-45-55-160-55-45-160-135-120-71-125-128-217-120-136-  
-45-91-120-100-45-80-120-80-45-



*Vue en plan 1er au 9ème étage*

① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫

3190  
3145  
205 355 325 325 205 315 205 325 325 355 205  
4360 45 310 45 280 45 280 4360 45 270 4360 45 280 45 280 45 310 4360 45



205 1050 680 1050 205

*Vue en plan terrasse inaccessible*

# **Chapitre I**

**Présentation et  
description de  
l'ouvrage**

## **I Présentation de l'ouvrage**

### **I.1 Introduction :**

Notre projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9) à usage multiple (habitation, commerciale). Ce bâtiment sera implanté à **AZAZGA** la willaya de **TIZI-OUZOU**.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003), cet ouvrage est classé, selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrages d'importance moyenne (**groupe 02**) et situé en zone de moyenne sismicité (**IIa**), et comme le rapport de sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de 2 bars comme une contrainte de sol, cette contrainte correspond à un sol meuble « S3 »

Notre ouvrage est un bâtiment (R+9) composé :

- RDC à usage d'habitation et commercial ;
- 09 étages courants à usage d'habitation
- 01 cages d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur

### **I.2 Caractéristiques géométriques**

- La hauteur totale est de : **30.60 m**
- La hauteur du RDC : **3.06 m**
- La hauteur d'étage courant : **3.06 m**
- La longueur de l'ouvrage : **31.90 m**
- La largeur de l'ouvrage : **17.95m**

### **I.3 Les éléments constitutifs de l'ouvrage**

#### **I.3.1 L'ossature :**

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 Version 2003), préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone, une ossature faite en voiles et portiques.

#### **I.3.2 Les portiques :**

Sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontales.

#### **I.3.3 Les voiles :**

Sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

## **I.3.4 Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations dans notre cas on n'a deux types de planchers (planchers en corps creux ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC des étages courants. Planchers en dalle pleine ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons). Les planchers assurent deux fonctions principales

- ***Fonction de résistance mécanique :***

Ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

- ***Fonction d'isolation :***

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

- ✓ Les planchers des étages courants sont en corps creux.
- ✓ Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de **1,5 %** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

## **I.3.5 Maçonnerie :**

- ❖ **Murs extérieurs :** ils seront en double cloison de briques creuses de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs :** ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm

## **I.3.6 Revêtements :**

- ❖ **Étanchéité :** destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.
- ❖ **Enduit extérieur :** c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur et les cages d'escaliers ;
- ❖ **Enduit intérieur :** réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;
- ❖ **Granito** sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux ;
- ❖ **Carrelage** reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers ;
- ❖ **Carreaux céramiques** pour les façades principales.
- ❖ **Céramique** pour les salles d'eau et les cuisines,

### **I.3.7 Escalier :**

Le bâtiment a muni une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Bâtiment comporte un type d'escalier en béton armé et coulé sur place.

### **I.3.8 Fondations :**

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

### **I.3.9 Acrotère :**

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 1m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

## **I.4 Règlements utilisés :**

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

## **I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **I.5.1 Le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

➤ **Résistance caractéristique du béton a la compression (Art A-2-1-11 BAEL91 modifie 99)**

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j$ , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 60\text{jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Si } j > 60\text{jours}$$

Pour des résistances  $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 28\text{jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28\text{jours}$$

Pour ce projet on adoptera  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

➤ **Resistance caractéristique du béton a la traction (Art A-2-1,12 BAEL91 modifie 99)**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

➤ **Contraintes limites :**

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

**1. État limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A 4-3-4, 1 BAEL91 modifie99})$$

Avec :

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures ;

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ;

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $<$  à 1 heure.

À 28jours  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

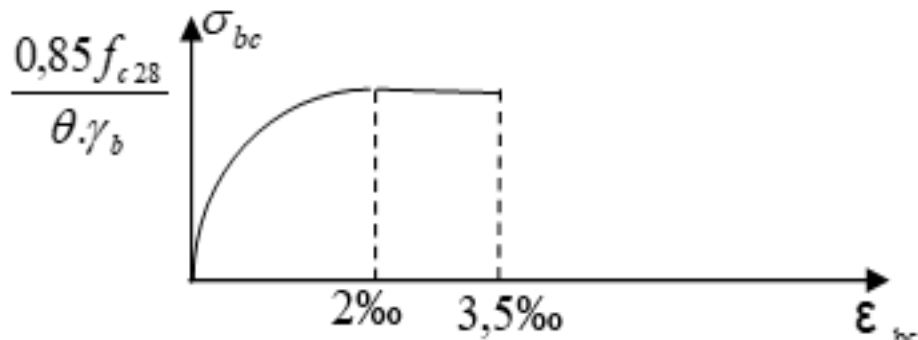


Figure I-1 : Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU.

2. État limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A 4-5-2 BAEL 91 modifié 99})$$

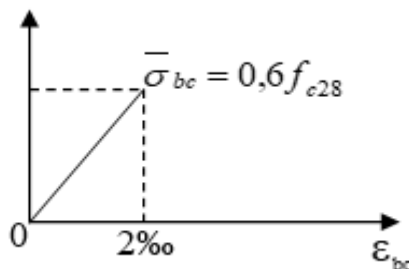


Figure I-2 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS

➤ Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifié 99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU).

$b_0$  : La largeur de l'ame.

$d$  : Valeur de la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[\text{MPa}]\right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right).$$

➤ **Module de déformation :**

**1. Module de déformation longitudinale :**

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module d'élasticité instantané (ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99)**

C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée (Art A.2.1.2 BAEL91 modifiées 99).**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**2. Module de déformation transversale (BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.3) :**

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

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

Avec :

$E$  : Module de Yong [Module d'élasticité]

$\nu$  : Coefficient de poisson

### 3. Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99).

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ .....à l'état limite de service [ELS].

$\nu = 0$ .....à l'état limite ultime [ELU].

#### 1.5.2 L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés <i>TL.520 (<math>\Phi &lt; 6</math>)</i>	TS	520	1.3	1

Tableau I -1 : Caractéristiques d'aciers

➤ **Module d'élasticité longitudinal** : (Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99).

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. On admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

➤ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier** :

1. **État limite Ultime** (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99) :

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

Avec  $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$  ..... Situation Accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$  ..... Situation courante (durable)
- $f_e$  : ..... Limite d'élasticité de l'acier.

2. **État limite de service** (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

✓ **Fissuration peu nuisible** (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.  $\sigma_s \leq f_e$

✓ **Fissuration préjudiciable** (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

✓ **Fissuration très préjudiciable** (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

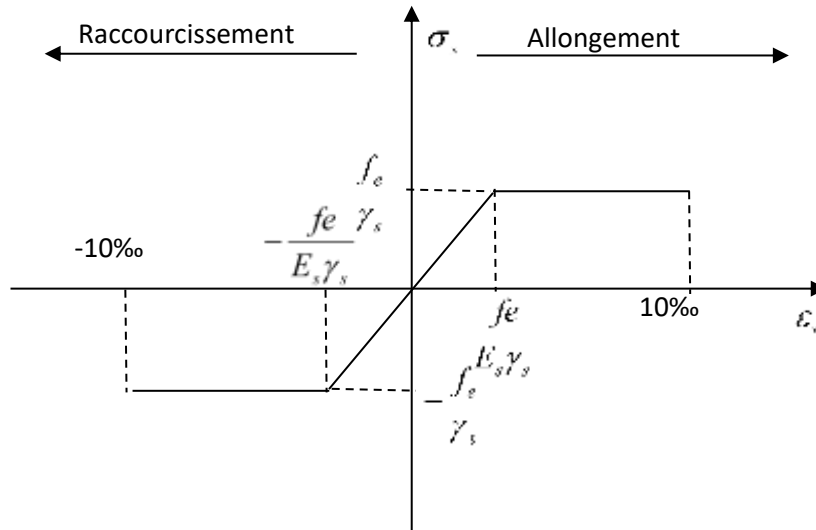
C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec :  $n$  : coefficient de sécurité

- $n = 1$  ..... Pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés
- $n = 1,3$  ..... Pour les aciers Haute Adhérence  $\emptyset < 6 \text{ mm}$
- $n = 1,6$  ..... Pour les aciers moyens adhérence  $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ .

➤ **Diagramme contrainte-déformation :**



**Figure I-3 :** Diagramme contrainte-déformation

**I.5.3 Protection d'armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)**

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

- ✓  $C \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ✓  $2 \leq C \leq 5\text{cm}$  : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- ✓  $1 \leq C \leq 2\text{cm}$  : Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**I.6 Conclusion :**

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, définit les différents éléments qui la composent et on a choisi les matériaux à utilisés. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de prédimensionnement précise au chapitre suivant.

# Chapitre II

**Pré dimensionnement des éléments**

**II Pré dimensionnement des éléments**

**II.1 Planchers :**

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontaux. Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

**II.1.1 Plancher à corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher, notée "  $h_t$  " est donnée comme suit :  $h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$

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

Dans notre cas :  $L_{max} = 3.55m = 355cm$

$$h_t \geq \frac{355}{22.5} \rightarrow h_t \geq 15.77 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 20cm = (16+4) \text{ cm}$

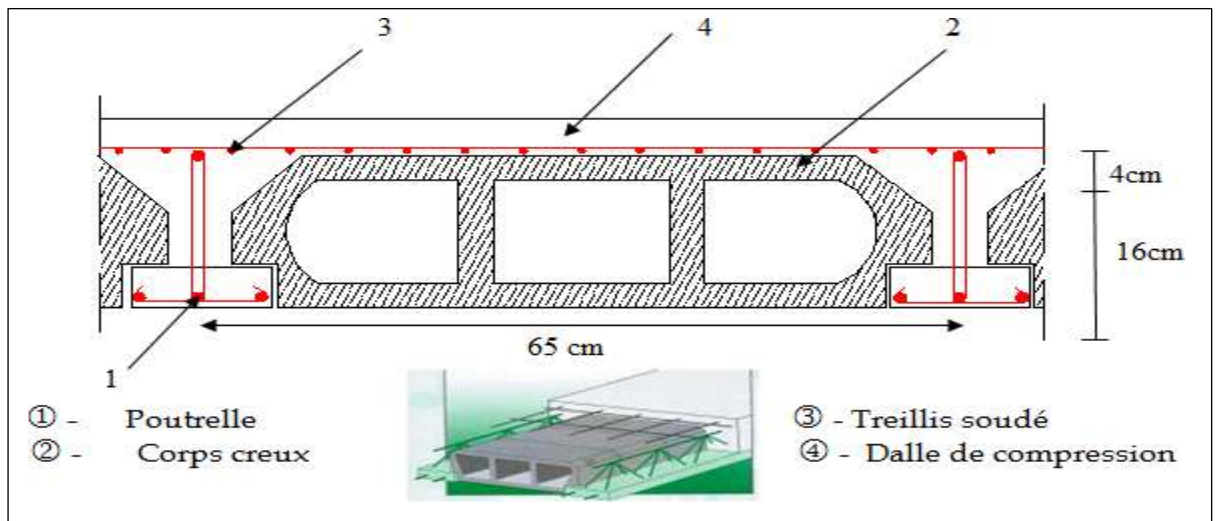


Figure II-1 : coupe verticale du plancher (16+4)

**II.1.2 Dalles plaines :**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

$$e_p \geq \frac{l}{10}$$

Dans le présent projet, la dalle est considérée comme une console.

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad \text{Avec} \quad L : \text{ est la longueur de la console.}$$

Pour  $L = 120cm \rightarrow e_p \geq \frac{120}{10} = 12cm$

Soit :  $e_p = 15 \text{ cm}$

**II.2 Poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place. Elles doivent respecter les dimensions ci-après :

- ✦  $b \geq 20\text{cm}$
  - ✦  $h \geq 30\text{cm}$  Avec :
  - ✦  $\frac{h}{b} \leq 4$
- b : largeur de la poutre  
h : hauteur de la poutre

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

- ✦ Hauteur :  $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$  pour les poutres principales et secondaires.
- ✦ Largeur :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$L_{max}$  : la plus grande travée dans le sens considéré.

**II.2.1 Poutres principales :**

$l_1 = 510\text{ cm}$  : la plus grande portée entre-axe d'appuis sans le sens (y-y)

- $\frac{510}{15} \leq h_1 \leq \frac{510}{10} \rightarrow 34 \leq h_1 \leq 51$

On prend  $h_{pp} = 45\text{cm}$

- $0.4h_1 \leq b_1 \leq 0.7h_1 \rightarrow 18 \leq b_1 \leq 31.5\text{ cm}$

On prend  $b_{pp} = 30\text{cm}$

- **Vérification des exigences (RPA A99, Art7.5,1) :**

$h_{pp} \geq 30\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

$b_{pp} \geq 30\text{cm}; b_{ps} \geq 25\text{cm}$  (Actualisation de 2015)  $\rightarrow$  Condition vérifiée

$\frac{45}{30} = 1.5 \rightarrow 1.5 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée

**Donc on opte pour les poutres principales :  $30 \times 45\text{ cm}^2$**

**II.2.2 Poutres secondaires :**

- $l_2 = 355\text{cm}$  : la plus grande portée entre-axe d'appuis sans le sens (x-x)

- $\frac{355}{15} \leq h_2 \leq \frac{355}{10} \rightarrow 23.66 \leq h_2 \leq 35.5$

On prend  $h_{ps} = 35\text{cm}$ .

- $0.4h_2 \leq b_2 \leq 0.7h_2 \rightarrow 14 \leq b_2 \leq 24.5\text{ cm}$ .

On prend  $b_{ps} = 25\text{cm}$ .

- Vérification des exigences (RPA A99, Art7.5,1) :
- $h_{ps} \geq 35cm$  → Condition vérifiée.
- $b_{ps} \geq 20cm$  → Condition vérifiée.
- $\frac{35}{25} = 1.4 \rightarrow 1.4 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc on opte pour les poutres secondaires :  $25 \times 35 \text{ cm}^2$

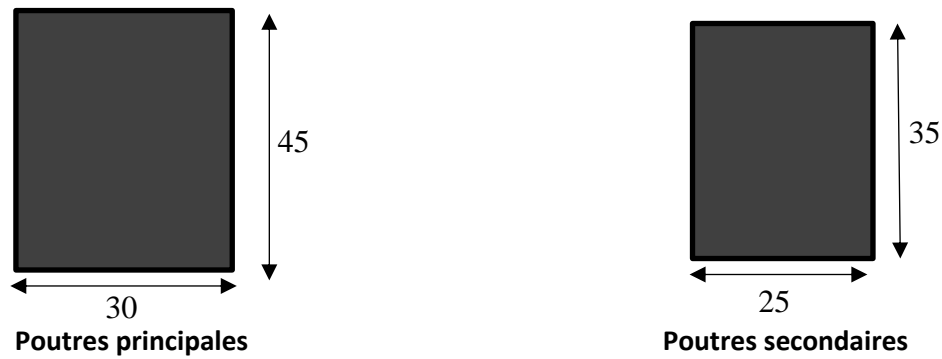


Figure II-2 : coupe verticale des poutres

### II.3 Poteaux :

Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend les charges normales.

La section des poteaux est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{bc}}$$

- ✦ S : section transversale du poteau.
- ✦  $\sigma_{bc}$  : contrainte limite de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- ✦  $N_{max}$  : effort normal maximal de compression agissant à la base du poteau.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

### II.4 Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des efforts dus aux charges verticales.

Épaisseur minimale d'un voile :  $a_{min} = 15 \text{ cm}$

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités.

**Avec :**  $h_e = h - e_{dalle}$

$h$  : hauteur d'étage

$e_{dalle}$  : épaisseur de la dalle

**II.4.1 L'épaisseur des voiles pour étage courant et RDC :**

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m}$$

$$a \geq \frac{261}{20} = 13.05\text{cm}$$

On prend a=20cm

**II.4.2 Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :**

- $a=20\text{cm} \rightarrow a > 15\text{cm}$ . (condition vérifier)
- $L_{min} \geq 4a \rightarrow L_{min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$ .  $L_{min} \geq 80\text{cm}$

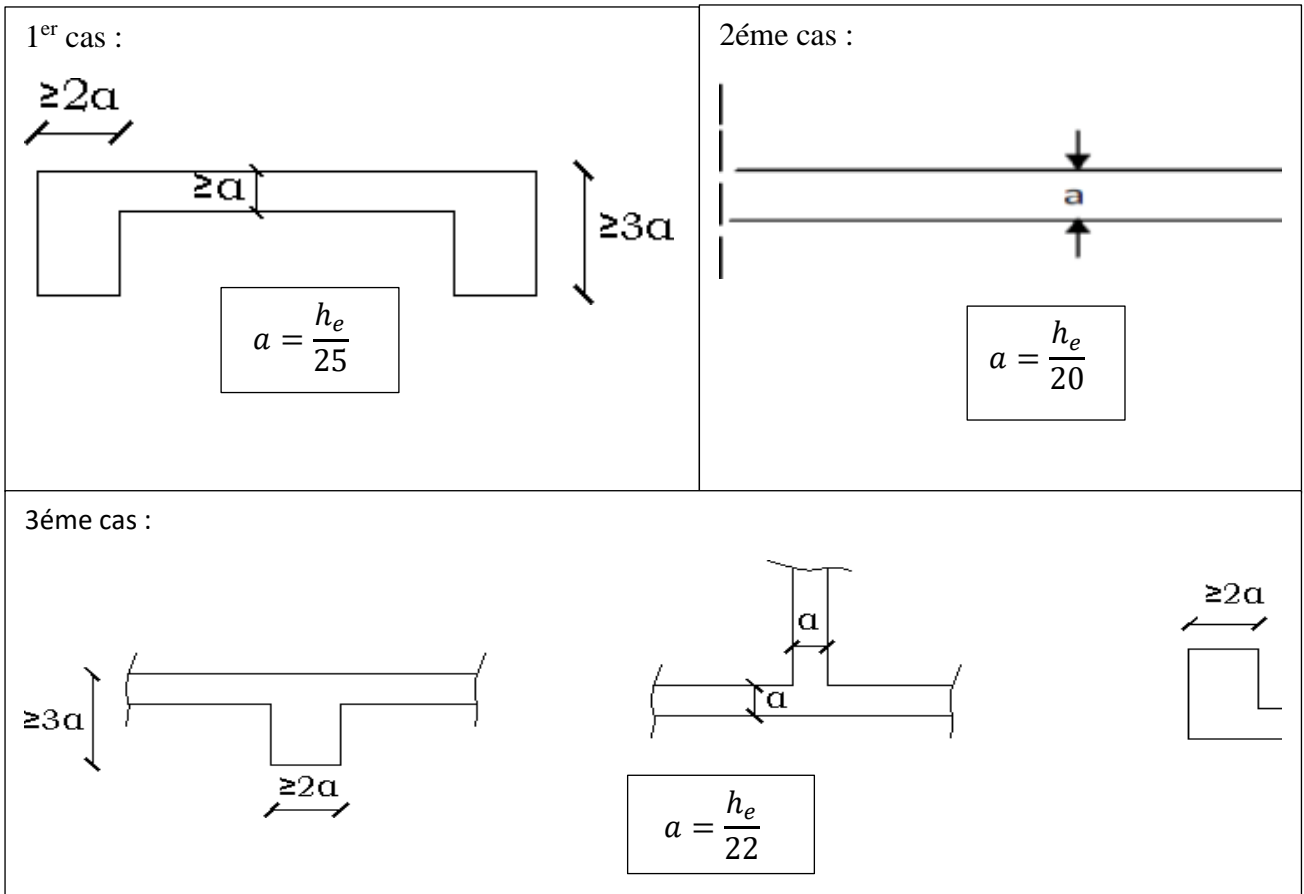


Figure II-3 : coupe des voiles en plan

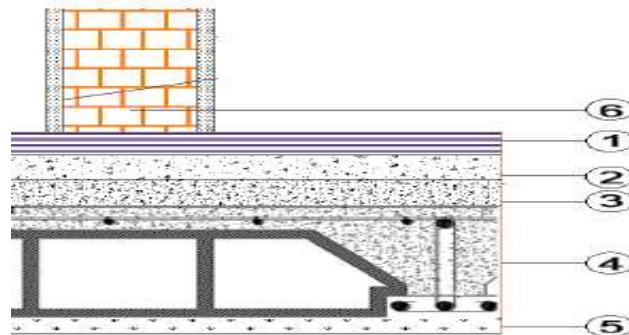
Calcul et détermination des charges :

➤ Charge permanentes :

1. Plancher d'étage courant en corps creux :

Élément	Poids volumique Y (KN/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (m)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1.Revetement En Carrelages Scellé	20.00	0.02	0.4
2.Mortier De Pose	22.00	0.02	0.44
3.Couche De Sable	18.00	0.02	0.36
4.plancher En Corps Creux	/		2.85
5.Enduit De Plâtre	10.00	0.02	0.2
6.Cloison de séparation	/		0.90
			<b>G=5.15</b>

TableauII.1 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.



FigureII.4 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

2. Planchers terrasse inaccessible en corps creux :

Élément	Poids volumique Y (kn/m <sup>2</sup> )	Épaisseur (m)	La charge (kn/m <sup>2</sup> )
1.protection lourde ( $e_p = 5cm$ )	20	0.05	1.00
2.etanchéité multiple ( $e_p = 2cm$ )	6	0.02	0.12
3.forme de ponte ( $e_p = 7cm$ )	20	0.07	1.40
4.feuilles de polyane	0.04	0.25	0.01
5.isolation thermique ( $e_p = 4cm$ )	4	0.04	0.16
6.planche en corps creux (16+4)	/		2.85
7.enduit de plâtre ( $e_p = 2cm$ )	10	0.02	0.20
			<b>G=5.74</b>

TableauII.2 : Charges permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible.

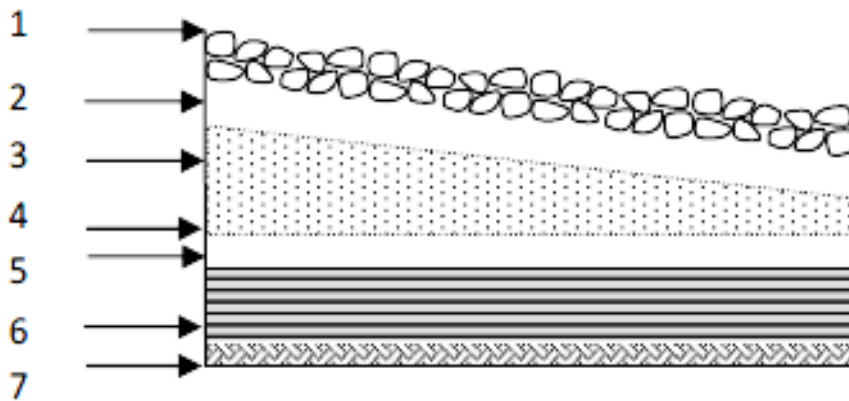


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage terrasse inaccessible

## II.5 Balcon :

Élément	Poids volumique $Y$ ( $kn/m^2$ )	Épaisseur (m)	La charge ( $kn/m^2$ )
1.Revetement En Carrelage Scellé	22.00	0.02	0.44
2.Mortier De Pose	20.00	0.02	0.44
3.Couche De Sable	18.00	0.02	0.36
4.Dalle Pleine En Béton Armé	25.00	0.15	3.75
5.Enduit Plâtre	12.00	0.02	0.24
			<b>G=5.31</b>

Tableau II.3 : Charges permanentes des balcons

## II.6 Maçonnerie :

### II.6.1 Murs extérieurs :

Élément	Poids volumique $Y$ ( $kn/m^2$ )	Épaisseur (m)	La charge ( $kn/m^2$ )
1.mortier de ciment	18.00	0.02	0.36
2.briques creuses (intérieurs)	9.00	0.10	0.90
3.lame d'aire		5	
4.briques creuses (extérieurs)	9.00	0.15	1.35
5.enduit de plâtre	10.00	0.02	0.20
			<b>G=2.81</b>

Tableau II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs

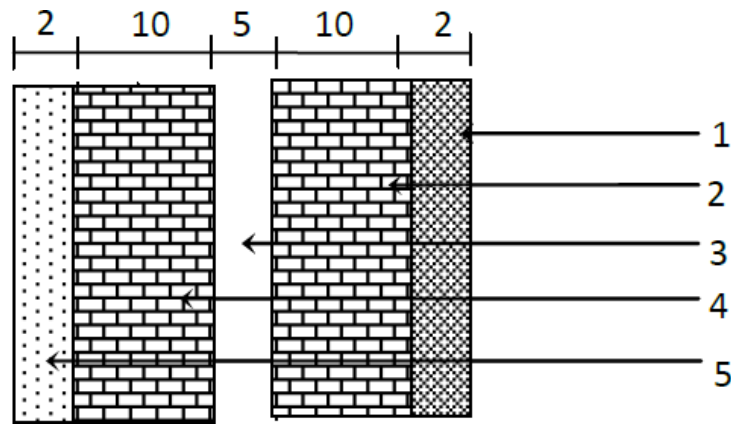


Figure II.6 : Coupe transversale d'un mur extérieur

II.6.2 Murs intérieurs :

Élément	Poids volumique $\gamma$ (kn/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	La charge (kn/m <sup>2</sup> )
1.enduit de plâtre	12.00	0.02	0.24
2.briques creuses	9.00	0.10	0.90
3.enduit de plâtre	12.00	0.02	0.24
			<b>G=1.38</b>

Tableau II.5 : Charges revenant aux murs intérieurs

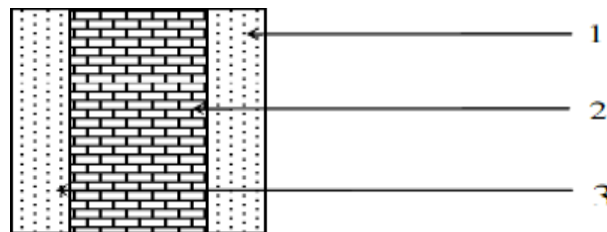


Figure II.7 : Coupe transversale d'un mur intérieurs

➤ Surcharges d'exploitation :

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

Élément	Surcharge (kn/m <sup>2</sup> )
1.Plancher Terrasse Inaccessible	1.00
2.Plancher D'étage Courant	1.50
3.Plancher De RDC	4.00
4.Plancher Étage De Service	2.50
5.Balcon	3.50

Tableau II.6: Charges d'exploitations

**II.7 Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est (C3), (C10) :

**II.7.1 Surface d'influence :**

➤ Section nette :

$$S_n = (1.625 + 1.475) \times (2.275 + 2.40)$$

$$S_n = 14.4925 \text{ m}^2$$

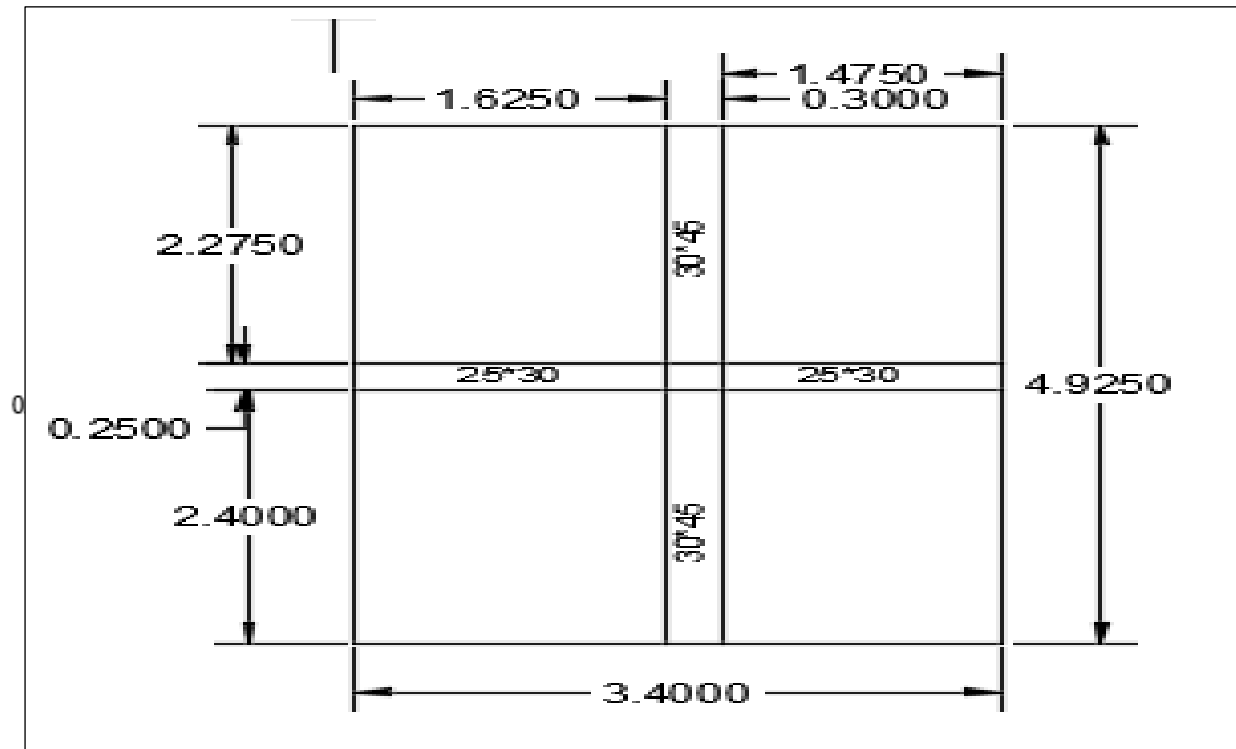


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

**II.7.2 Calcul du poids propre des poutres :****1. Poutres principales :**

$\rho = 25 \text{ KN/m}^2$  (poids propre de béton)

$$\rho_{pp} = (0.30 \times 0.45) \times (2.275 + 2.40) \times 25 = 15.778 \text{ KN}$$

$$\rho_{pp} = 15.778 \text{ KN}$$

**2. Poutres secondaires :**

$$\rho_{ps} = (0.25 \times 0.35) \times (1.625 + 1.475) \times 25 = 6.781 \text{ KN}$$

$$\rho_s = 6.780 \text{ KN}$$

**3. Le poids total :**

$$P = \rho_{pp} + \rho_{ps} = 15.778 + 6.780$$

$$P = 22.558 \text{ KN}$$

**II.7.3 Calcul du poids propre des planchers :**

- 1. Plancher "terrasse inaccessible" :**

$$p_{PT} = 14.4925 \times 5.74 = 83.186 \text{ KN}$$

- 2. Plancher courant :**

$$p_{PC} = 14.4925 \times 5.15 = 74.636 \text{ KN}$$

**II.7.4 Calcul des surcharges d'exploitation :**

Évaluation des charges d'exploitation :

- 1. Plancher "terrasse inaccessible" :**

$$Q_{PT} = 14.4925 \times 1.00 = 14.4925 \text{ KN}$$

- 2. Plancher étage courant :**

$$Q_{PC} = 14.4925 \times 1.5 = 21.738 \text{ KN}$$

- 3. Plancher étage de service :**

$$Q_{PS} = 14.4925 \times 2.5 = 36.231 \text{ KN}$$

- 4. Plancher RDC (boutique)**

$$Q_{PRDC} = 14.4925 \times 2.5 = 36.231 \text{ KN}$$

**II.7.5 Poids propre des poteaux :**

Le poids propre de poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

$$P_{pot} = (0.3 \times 0.3) \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$$

$$P_{pot} = 6.885 \text{ KN}$$

**II.8 La loi de dégression des charges :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

**II.8.1 Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefs	1	1	0.95	0.90	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65

**Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges**

**II.8.2 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Niveaux	
9	$Q_0 \downarrow$
8	$Q_0 + Q_1 \downarrow$
7	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \downarrow$
6	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \downarrow$
5	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \downarrow$
4	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \downarrow$
3	$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \downarrow$
2	$Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) \downarrow$
1	$Q_0 + 0.66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) \downarrow$
RDC	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) \downarrow$

**Figure II.9 :** la descente des charges de la bâtisse

**II.3.4. Tableau récapitulatif de la descente des charges sur le poteau (C3 et C10) :**

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids de planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	$N=G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N}{6bc}$	Section adoptée
10	83.186	22.558	0.00	105.744	105.744	14.4925	14.4925	120.2365	80.157	<b>35×35</b>
09	74.636	22.558	6.885	229.947	335.691	21.738	36.2305	371.9215	247.947	<b>35×35</b>
08	74.636	22.558	6.885	229.947	565.638	21.738	57.9685	623.6065	415.737	<b>35×35</b>
07	74.636	22.558	6.885	229.947	795.585	21.738	79.7065	875.2915	583.527	<b>40×40</b>
06	74.636	22.558	6.885	229.947	1025.532	21.738	101.4445	1126.9765	751.317	<b>40×40</b>
05	74.636	22.558	6.885	229.947	1255.479	21.738	123.1825	1378.6615	919.107	<b>40×40</b>
04	74.636	22.558	6.885	229.947	1485.426	21.738	144.9205	1630.3465	1086.897	<b>45×45</b>
03	74.636	22.558	6.885	229.947	1715.373	21.738	166.6585	1882.0315	1254.687	<b>45×45</b>
02	74.636	22.558	6.885	229.947	1945.32	36.231	202.8895	2148.2095	1432.139	<b>50×50</b>
01	74.636	22.558	6.885	229.947	2175.267	36.231	239.1205	2414.3875	1609.591	<b>50×50</b>

**Tableau II.8** : Coefficients de dégression des surcharges

**II.9 Conclusion :**

En tenant compte des calculs déjà effectués dans la pratique, on remarque que l'application de loi dégression des charges dans les bâtiments à étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vu la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme et l'éventualité d'un encombrement d'armateurs, il est préalable d'augmenter la section des poteaux.

Donc on adoptera les sections suivantes :

Section	Étage
50×50	RDC + 1 <sup>er</sup>
45×45	2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>
40×40	4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> + 6 <sup>ème</sup>
35×35	7 <sup>ème</sup> + 8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup>

**Tableau II.9.** Sections adoptées des poteaux

**II.10 Dispositions constructions :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

<p><b>Min (<math>b_1, h_1</math>) <math>\geq 25\text{cm}</math> en zone I et IIa.</b></p> <p><b>Min (<math>b_1, h_1</math>) <math>\geq 25\text{cm}</math> en zone IIb et III.</b></p> <p><b>Min (<math>b_1, h_1</math>) <math>\geq \frac{h_e}{20}</math></b></p> <p><b><math>\frac{1}{4} &lt; \frac{b_1}{h_1} &lt; 4</math></b></p>
---

**II.10.1 Vérification de la section du poteau :**

**Min ( $b_1, h_1$ )  $\geq 25\text{cm}$  en zone IIa.**

Min ( $b_1, h_1$ ) = min (35,35) = 35  $\geq 25\text{cm}$  Condition vérifiée.

**Min ( $b_1, h_1$ )  $\geq 25\text{cm}$  en zone IIb.**

**Pour le RDC et 1<sup>er</sup> étage :**

b=50cm  $h_e = 306 - 50 = 256\text{cm}$

$\frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.8\text{cm}$ , donc b = 50  $\geq 13.05\text{cm}$ . (Condition vérifiée)

**Pour 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages :**

b=45cm  $h_e = 306 - 45 = 261\text{cm}$

$\frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13.05\text{cm}$ , donc b = 45  $\geq 13.05\text{cm}$ . (Condition vérifiée).

Pour 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages :

$$b=40\text{cm} \quad h_e = 306 - 40 = 266\text{cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3\text{cm}, \text{ donc } b= 40 \geq 13.3\text{cm. (Condition vérifiée).}$$

Pour 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> :

$$b=35\text{cm} \quad h_e = 306 - 35 = 271\text{cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13.55\text{cm}, \text{ donc } b = 35 \geq 13.55\text{cm. (Condition vérifiée).}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**II.10.2 Vérification au flambement :**

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

La stabilité du poteau vis-à-vis du flambement sera vérifiée par la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL 91 modifié en 99)}$$

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement.

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

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

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$I$  : moment d’inertie du poteau ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ).

Poteaux	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm <sup>4</sup> )	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau	Obs
	L <sub>0</sub>	S(cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> = 0,7l <sub>0</sub>	I <sub>min</sub> = h.b <sup>3</sup> /12	i = √I/S	λ = $\frac{L_f}{i}$	
50*50	306	2500	214.2	520833.33	14.43	14.844	C v
45*45	306	2025	214,2	341718,75	12,99	16.49	C v
40*40	306	1600	214,2	213333,33	11,55	18.55	C v
35*35	306	1225	214,2	125052,08	10,1036	21.20	C v

**Tableau II.10.** Vérification des poteaux au flambement

# **Chapitre**

# **III**

**Calcul des éléments**

III Calcul des éléments

III.1 Acrotère :

III.1.1 Sollicitations et combinaisons des charges :

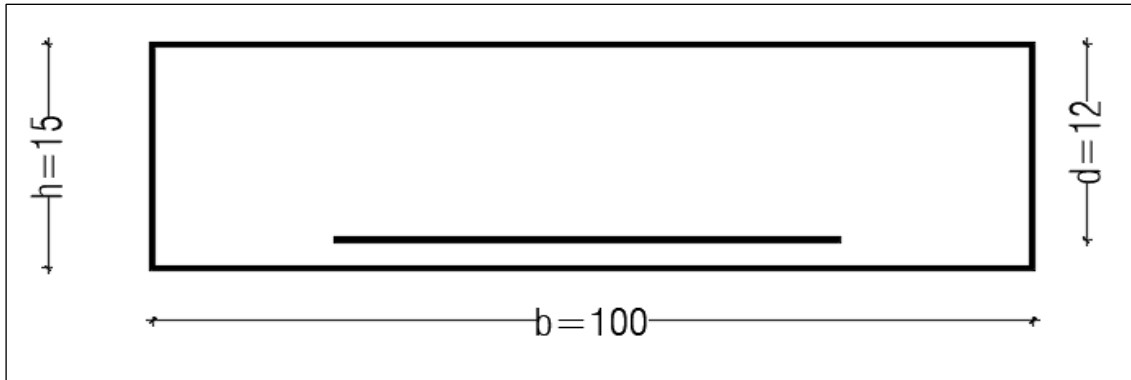
		<b>Section</b>	$S = 0.16275 \text{ m}^2$ .	
		<b>Hauteur</b>	$H = 1\text{m}$ .	
		<b>G (KN/ml)</b>	4.06875KN/ml.	
		<b>Q (KN/ml)</b>	1KN/ml.	
		<b><math>F_p</math> (KN/ml)</b>	1.953KN/ml.	
<b>Sollicitations</b>	<b>Charge</b>	<b>Effort normal N</b>	<b>Effort tranchant T</b>	<b>Moment fléchissant M.</b>
	$G_{acr}$	$N_G = G_{acr} \times 1\text{ml} = 4.06875 \text{ KN}$	$T_G = 0\text{KN}$	$M_G = 0 \text{ KN.m}$
	$Q_{acr}$	0 KN	$T_Q = Q_{acr} \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$	$M_Q = Q_{acr} \times h = 1 \times 1 = 1\text{KN.m}$
	$F_p$	0kN	$T_F = 1.953$	$M_F = F_p \times h = 1.953 \text{ KN.m}$
<b>Diagrammes des efforts internes</b>				
<b>Combinaisons des charges</b>	<b>ELU</b>	$1.35G + 1.5Q =$ $1.35 \times N_G + 1.5N_Q$ $= 1.35N_G$	$N_u = 5.4928 \text{ KN}$	
		$1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5M_Q$	$M_u = 1.5 \text{ KN.m}$	
	<b>ELS</b>	$G + Q = N_G + N_Q = N_G$	$N_s = 4.06875 \text{ KN}$	
		$M_G + M_Q = M_Q$	$M_s = 1 \text{ KN.m}$	
	<b>RPA</b>	$G + Q + E = N_G + N_Q + F_p$	$N = 4.06875 \text{ KN}$	
		$M_G + M_Q + M_F$	$M = 2.953 \text{ KN.m}$	

### III.1.2 Ferrailage (flexion composée) :

#### III.1.2.1 Hypothèse :

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Avec :  $h=15\text{cm}$ ,  $d=12\text{cm}$ ,  $c=c'=3\text{cm}$ ,  $b=100\text{cm}$



#### III.1.2.2 Calcul de l'excentricité : CBA93 (art A.4.3.5 page 25) : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La combinaison a considéré est : G+Q+E :  $N=4.06875 \text{ KN}$ .  $M=2.953 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.953}{4.06875} = 0.725 \text{ m} \rightarrow e = 0.725 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{2} - c' = \frac{15}{2} - 3 = 4.5 \text{ cm} = 0.045 \text{ m} \Rightarrow e > \frac{h_0}{2} - c'$$

$\Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

#### III.1.2.3 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

$$a = e + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.77 \text{ m} \quad a = 77 \text{ cm} \quad \text{et} \quad M_f = N_u \times a = 313.293 \text{ KN.cm} \rightarrow$$

$$M_f = 3.13293 \text{ KN.m}$$

III.1.2.4 Calcul de ferrailage (flexion composée, cas de compression) :

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2} = 0.0153 < 0.392$ ( S.S.A)		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0.0192$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$	$\beta = 0.992$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section fictive d'acier	$\frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$	$A_f = 0.756 \text{ cm}^2$
La section d'acier en flexion composée	$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_s = 0.639 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité.	$0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$	$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$
<p><b>Conclusion :</b> les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, on adoptera : <math>A = A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2</math> soit 5HA8 = <math>2.51 \text{ cm}^2</math>, avec un espacement de 20 cm.</p> <p style="text-align: center;"><math>s_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}.</math></p>		
Les armatures de répartition	$\frac{A}{4}$	$0.627 \text{ cm}^2$
<p style="text-align: center;"><math>4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2</math>, avec un espacement de 25cm.</p> <p style="text-align: center;"><math>s_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}.</math></p>		

III.1.3 Vérification :

1. Vérification à L'ELU :  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}.$

Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211.)		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{bd}$	$\tau_u = 0.0125 \text{ MPA}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_{u adm} \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$	$\tau_{u adm} = 2.50 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_{u adm} \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$	<p><math>0.0125 &lt; 2.5 \Rightarrow</math> condition vérifiée <math>\Rightarrow</math> donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement <math>\Rightarrow</math> les armatures transversales ne sont pas nécessaires.</p>

b) vérification de l'adhérence (BAEL99/art A.6.1 ,3)		
Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 100.48}$ Avec $\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$	$\tau_s = 0.11 \text{ MPA}$
Contrainte tangentielle limite	$\tau_{s \text{ adm}} = \Psi \times f_{t28}$ Avec : $\psi = 1.5$ pour HA	$\tau_{s \text{ adm}} = 3.15 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_s = 0.11 \leq \tau_{s \text{ adm}} = 3.15$	$\tau_s = 0.11 \leq \tau_{s \text{ adm}} = 3.15$ (Condition vérifiée)

c) ancrage des barres : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{s \text{ adm}}}$
$\tau_{s \text{ adm}} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$ $l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm soit } l_s = 30 \text{ cm}$ $40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm soit } l_s = 35 \text{ cm}$ On adopte : $l_s = 35 \text{ cm}$

2. Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5 ,33)		
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 \times f_e ; 110(\eta f_{t28})^{\frac{1}{2}}) \right)$ Avec $\eta = 1.6$ $\sigma_s = \min (266.66 ; \text{Max} (200 ; 201.63))$ $\sigma_s = 201.63 \text{ MPA}$	$\sigma_{s \text{ adm}} = 201.63 \text{ MPA}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} = \frac{1 \times 10^3}{2.51 \times 0.926 \times 12}$ Avec : $\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0.209$ $\beta_1 = 0.926 ; K_1 = 52.57$	$\sigma_s = 35.853 \text{ MPA}$
Vérification	$35.853 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPA}$	<b>Condition vérifiée</b>

b) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/Art. A.2.1.12).		
Contrainte limite de béton	$\sigma_{b \text{ adm}} = 0.6 f_{c28}$	$\sigma_{b \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée.	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{35.853}{52.57}$	$\sigma_b = 0.682 \text{ MPA}$
Vérification	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_{b \text{ adm}} = 0.6 f_{c28}$	$0.682 < 15 \text{ MPA} \Rightarrow$ condition vérifiée

**III.2 Plancher en corps creux :**

**III.2.1 Charges et surcharges de plancher (16+4) :**

Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Étage courant : G=5.15	Étage courant : Q=1.5
Terrasse : G=5.74	Terrasse : Q=1

Tableau III.1 : chargement de plancher en corps creux

**III.2.2 Étude de plancher :**

**III.2.2.1 Dalle de compression :**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ).
- 30cm : pour les armatures parallèles aux nervures ( $A_{\parallel}$ ).

	Section de calcul	Choix	Espacement
Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ).	$50 \leq l' = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$ Donc : $A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	$5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$	$S = 20 \leq s_{max} = 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
Armatures parallèles aux nervures ( $A_{\parallel}$ ).	$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$ $A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$	$5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$	$S = 20 \leq s_{max} = 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

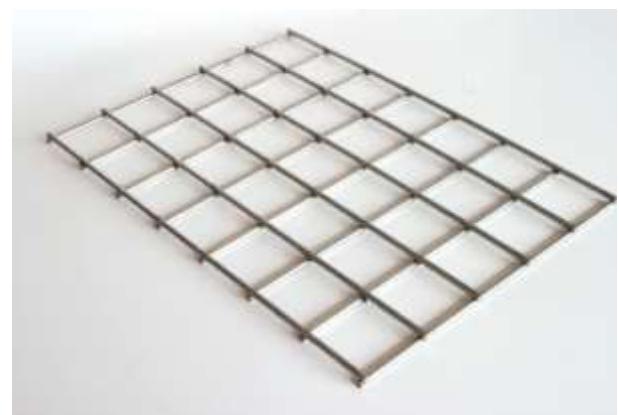
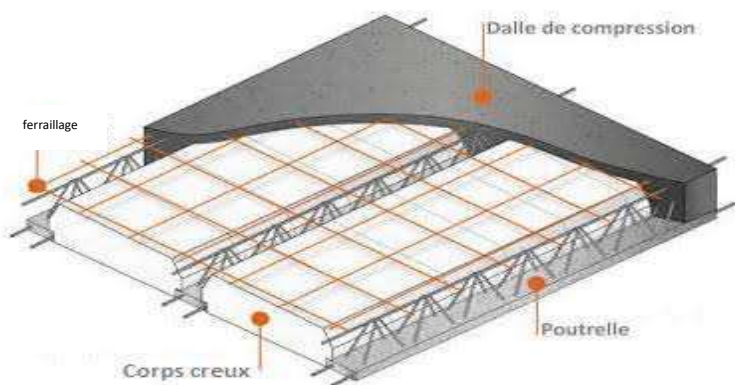


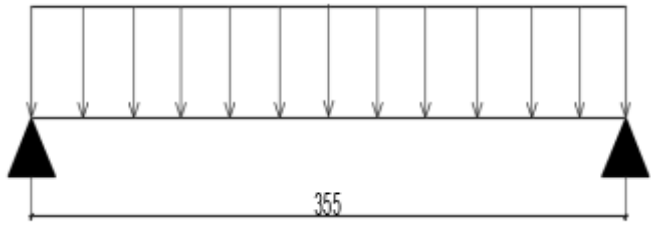
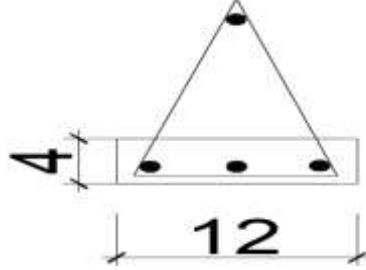
Figure III.1 : Disposition constructive de la dalle de compression

**III.2.2.2 Poutrelle :**

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

**1<sup>er</sup> Étape : avant coulage de la dalle de compression :**

L'objectif de calcul avant coulage c'est de déterminer si la poutrelle isostatique ou peut se suffire à elle-même ou bien il faudra prévoir des étais (pied droit) intermédiaire. Et l'essentielle de calcul se résume dans le tableau suivant :

	
<b>Charges et surcharges</b>	
Poids propre : $G=0.12 \times 0.04 \times 25=0.12 \text{ KN/ml}$ .	
Poids d'hourdis : $G=0.95 \times 0.65=0.62 \text{ KN/ml}$ .	
Le poids de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$	
Combinaison de charge à ELU	$qu = 1.35G + 1.5Q = 2.5 \text{ KN/ml}$
Diagramme des moments	$M = \frac{qu l^2}{8} = 3.938 \text{ KN.m}$
Ferraillage (flexion simple)	$M = \frac{M}{fbub d^2} = 5.777 \geq \mu_l$ $= 0.392 \ll \text{S.D.A} ; A_c \neq 0 \gg$
<b>Conclusion :</b>	
La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaires pour aider la poutrelle a supporté la charge avant de la coulée.	

**Tableau III.2 :** calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression

Les étais se sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu < \mu_1 = 0.932 \text{ (S.S.A)} \rightarrow \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec ; } M_u = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{D'ou : } L \leq \left[ \frac{8\mu_1 d^2 f_{bu}}{q_u} \right]^{1/2}$$

$$L \leq 1m \text{ On prend : } L \leq 1m$$



**Figure III.2 :** Disposition idéale des étais

**2ème étape : calcul après coulage de la dalle de compression :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe 3 méthodes de calcul :

- ✦ Méthode forfaitaire.
- ✦ Méthode de caquot.
- ✦ Méthode des 03 moments.

➤ **Choix de la méthode :**

▪ **Condition d'application de forfaitaire :**

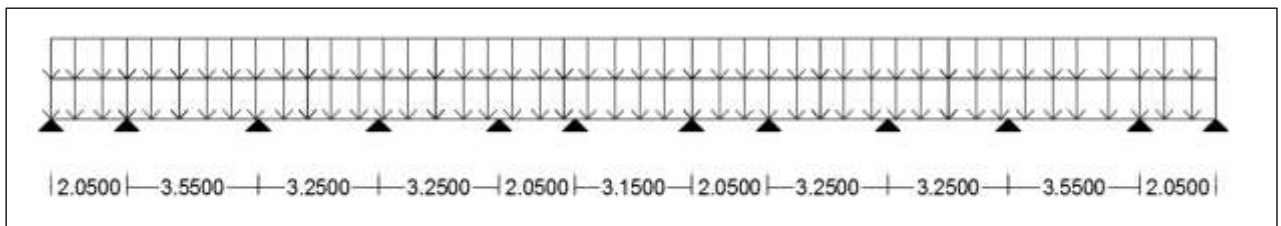
$Q \leq \min (2G, 5 \text{ kn/m}^2)$ On a : $Q_{max} = 1.5 \text{ kn/m}^2 \leq \min (2G=2 \times 5.74 ; 5) = 5 \text{ kn/m}^2$	Condition vérifier
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifier
Les moments d'inerties constants	Condition vérifier
Le rapport successive $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$	<b>Condition non vérifier</b>

**Conclusion :** la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

▪ **Méthode des 03 moments :**

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire.

➤ **Différents types des poutrelles :**



**Figure III.3 :** schéma statique des poutrelles

Calcul de charge et surcharge revenant aux poutrelles :

**ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$p_u = q_u \times b$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$p_s = q_s \times l' \text{ avec } b = l' = 0.65\text{m}$$

Désignation	G (kn/m <sup>2</sup> )	Q (kn/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (kn/m)	p <sub>u</sub> (kn/m)	q <sub>s</sub> (kn/m)	p <sub>s</sub> (kn/m)
Terrasse	5.74	1	9.249	6.012	6.74	4.381
Étage courant	5.15	1.5	9.2025	5.982	6.65	4.323

Tableau III.3 : charge et surcharge revenant à la poutrelle

➤ Calcul des efforts interne (méthode des 03 moments) :

À l'aide de logiciel ETABS on obtient les valeurs suivantes :

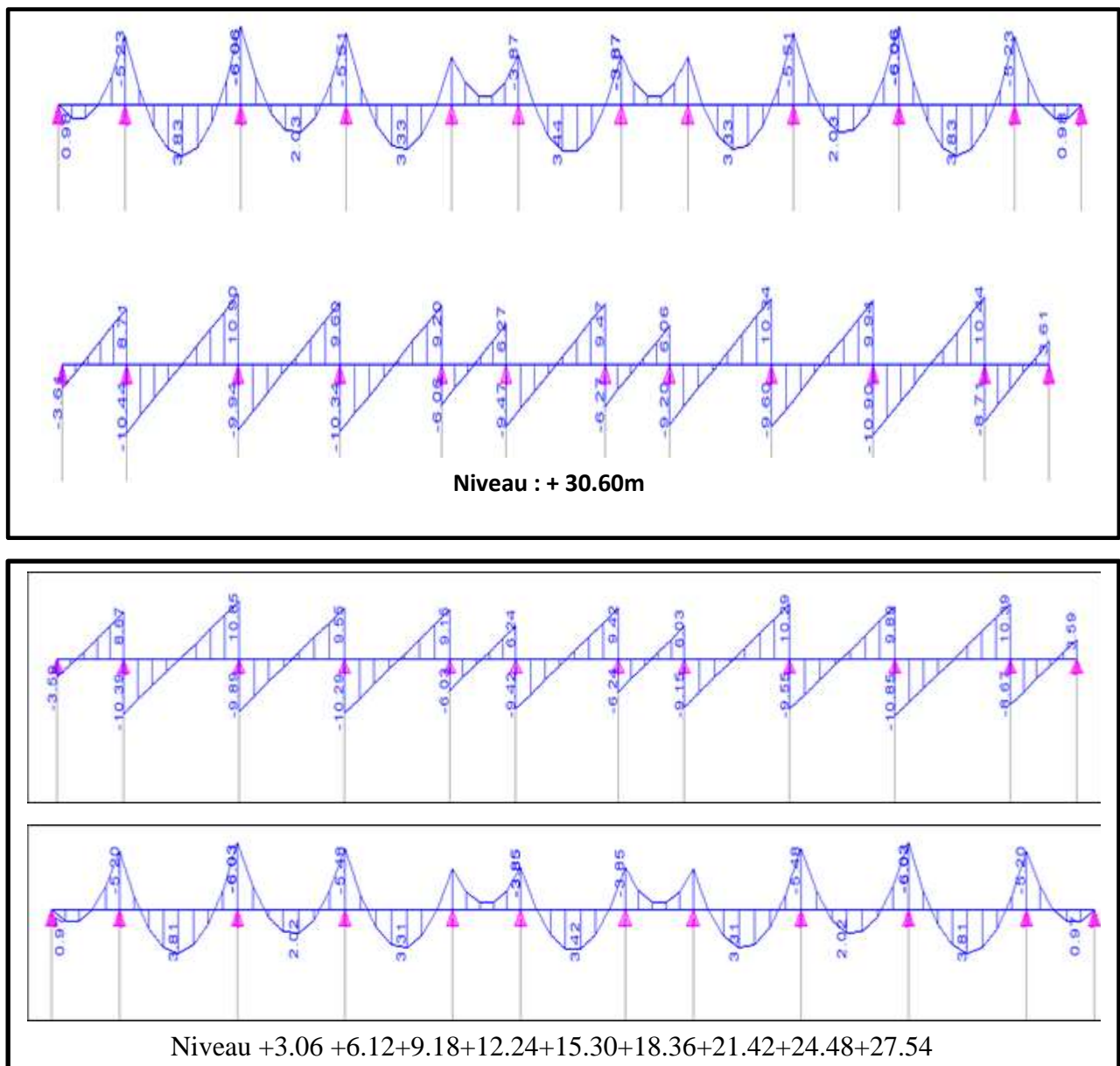


Figure III.4 : diagramme des efforts internes à L'ELU

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

1. **Armateurs longitudinaux :**

**En travée :** section en (T) soumise à la flexion simple.

On a :

$$b=65\text{cm} ; h=20\text{cm} ; c=2\text{cm} ; d=h-c=18\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} ; A_{st} = \frac{M_t}{\beta d\sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348\text{mpa}$$

$M_t$ (kn * cm)	$M_u$ (kn * cm)	Observation	$\mu$	$\beta$	$A_{st} (cm^2)$	C N F	Choix
338	383	S.S. A	0.0128	0.994	0.615	1,41	3HA8

**Tableau III.4 :** Ferraillage des poutrelles en travée

**En appuis :**

$M_a$ (kn * cm)	Observation	$\mu$	$\beta$	$A_{st} (cm^2)$	C N F	Choix
606	S.S.A	0.109	0.942	1.02	0,26	2HA8

**Tableau III.5 :** Ferraillage des poutrelles en appuis

2. **Armateurs transversales (BAEL99/Art A.7.8.2) :**

	Condition	Choix
$\varnothing_{st}$	$\varnothing_t \leq (\varnothing_{1\text{ min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10})$ $\varnothing_t \leq (8\text{mm} ; 5.71 ; 12\text{mm})$	$\varnothing_t = 6\text{mm}$ On choisit un étrier $A_t = 2\varnothing 6 = 0.57\text{cm}^2$
$S_t$	$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$ $(0.9*18, 40) = 16.5$	$S_t = 15\text{cm}$

**Tableau III.6 :** Ferraillage transversale des poutrelles

➤ **Vérification :**

1. **Vérfications à L'ELU  $V_u = 10.90\text{ kn}$ .**

- **Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1.3) :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \tau_{s\text{ adm}} = 0.6\Psi^2 . f_{t28} ; \Psi = 1.5 (HA) ; \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9*d*ui} \times \frac{A_{si}}{A_s}$$

	Ferrailage	$\Sigma u_i$	$V_{u\ max}$	$\tau_{se}$	$\tau_{s\ adm}$	Observation
En travée	3HA8	75.40	10900 N	<b>0.295</b>	<b>3.15</b>	C V
En appuis	2HA8	50.27	10900 N	<b>0.662</b>	<b>3.15</b>	C V

▪ **Vérifications de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.7.2.2) :**

Contrainte de cisaillement	Contrainte cisaillement (adm)	Vérification de la contrainte de cisaillement
$\tau_s = \frac{V_u}{b \cdot d} = \tau_s = \frac{10.90 \times 10^3}{120 \times 180}$ <p><b>=0.50 MPA</b></p>	$\tau_U \leq \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$ <p><b>=3.33MPA</b></p>	<p><b><math>\tau_U = 0.50 \text{MPa} &lt; 3.33 \text{MPa}</math></b></p> <p><b>Condition vérifiée</b></p>

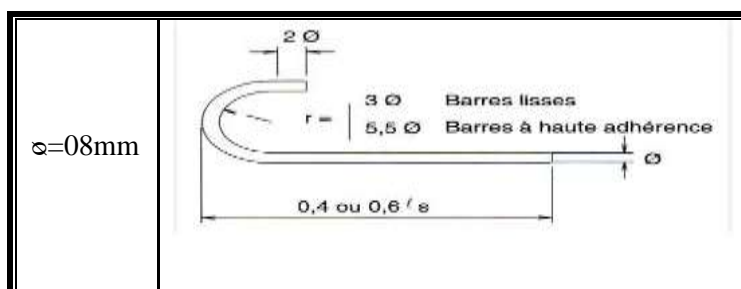
▪ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL99/Art A.5.1.313) :**

$V_{u\ max.}$	<b>10.46 KN</b>
$0,4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a=0.9d$	$0,4 \times 0.9 \times 180 \times 120 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{126.6\ KN}$
<b>On a [10900 N &lt; 126.6 KN] (condition vérifiée)</b>	

▪ **Influence de l'effort tranchant sur les armateurs (BAEL99/Art A.5.1.321) :**

Effort aux appuis	$X = \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d})$	Observation
$M_u^{max} = -4.56 \text{ KN} \cdot \text{M}$	$X < 0$	Aucune vérification n'a été effectuée
$V_u^{max} = 10.46 \text{ KN}$		

▪ **Calcul des scellements droit (BAEL99/Art A.6.1.23) :**



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

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = \mathbf{2.835 \text{ MPA}}$$

$10\phi = 8 \text{ cm}$

$R = 5.5\phi = 4.4 \text{ cm}$

2. Vérfications à L'ELS :

- **Diagramme des moments fléchissant**

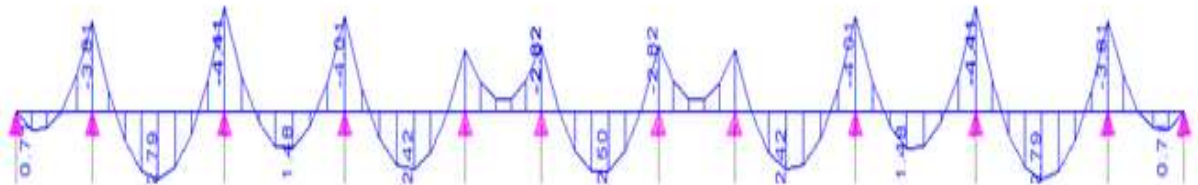


Figure III.5 : diagramme des moments fléchissant à L'ELS

- **Vérfications l'état limite de la compression du béton :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma = \frac{M_t}{(\beta.d.A_s)} < \sigma_{adm} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

	$A_{st}$	$M_t$	$A_t$	$\rho$	$\beta$	$k_r$	$\sigma_t = \frac{M_t}{\beta.d.A_s}$	$\sigma_s adm$
En travée	3HA8	2.79	1.51	0.70	0.997	25.98	<b>102.95</b>	<b>348</b>
En appui	2HA8	4.44	1.01	0.46	0.996	33.54	<b>245.20</b>	<b>348</b>

1. Contrainte de compression du béton :

La fissuration non préjudiciable donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

**En travée :**  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_t}{k_1} = \frac{102.95}{25.98} = 3.96 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$

**En appuis :**  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_t}{k_1} = \frac{245.2}{33.54} = 7.31 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression

- **Vérfication de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **État limite de déformation (BAEL91. A.B.68.4.24) :**  
**2. Calcul de la flèche :(Art. B6.5.2/BAEL91) :**

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 120 \times 200 + (650 - 120)40 + 15 \times 235 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment statique :

$$S/xx = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$= \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.10^3 + 12.90^3) + (65 - 12)4 \times \left[ \frac{4^2}{2} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.90 - 2)^2 = 2 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \rightarrow \lambda_V = \frac{0.02 f_{c28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.50$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 113.805 + 2.1} ; 0 \right) = 0.48$$

$$I f_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_V \mu} = \frac{1.1 \times 2 \times 10^4}{1 + 1.5 \times 0.48} = 12790.7 \text{ cm}^4$$

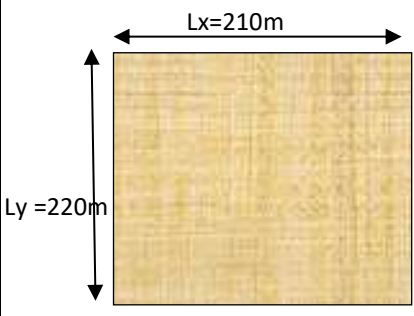
$$f_v = \frac{5.29 \times 4.6^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 12790.7} = 0.80 \leq \frac{L}{500} = 0.71 \text{ cm} \quad \text{la flèche est vérifiée}$$

**III.3 Salle machine :**

**III.3.1 Définition**

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

**III.3.2 Caractéristique :**

<b>Chargements</b>	<b>Uniformément répartie</b>	$G= 3.75KN/m^2$ $Q=1KN/m^2$	<b>Dimension :</b> 
	<b>Localisée</b>	$P=90kn$	
<b>Domaine de portance</b>	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.95 \geq 0.4$ le panneau de dalle travail dans les (02)sens		

**III.3.3 Dimensionnement de la dalle :**

- ✦  $L_x$  : La plus petite dimension du panneau →  $L_x = 2.10$  m.
- ✦  $L_y$  : La plus grande dimension du panneau →  $L_y = 2.20$  m.
- ✦ Épaisseur de la dalle  $ht = 15$ cm.

**III.3.3.1 Principe de calcul :**

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$M_{x1} = P(M1 + \vartheta M2)$$

$$M_{y1} = P(\vartheta M1 + M2)$$

Avec :

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge

Concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports  $\frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y}$

$\vartheta$  : Coefficient de poisson { $\vartheta=0$  (L'ELU),  $\vartheta=0.2$  (L'ELS)}

P : intensité de la charge concentrée {  $U_0 = 80$ cm ,  $V_0 = 80$ cm }

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

**III.3.3.2 Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + ht$$

$$V = V_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + ht$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle. ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ )

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$\xi$  : Coefficient de revêtement :  $\xi = 1$  (car le revêtement est aussi solide que le béton).

$$U = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$V = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

**III.3.3.3 Détermination des sollicitations :**

Poids propre de la dalle  $G = 0,15 \times 25 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$  (bande de 1m de largeur)

. La surcharge  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

➤ **À l'ELU :**

**$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$**  (Charge concentrée du système de levage).

**$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$**  (charge uniformément répartie)

➤ **À l'ELS :**

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kn}$$

**III.3.3.1 Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91 modifié 99[4].

Soit  $L_x, L_y$  distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$P = \frac{L_x}{L_y}, \text{ avec } L_x < L_y$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{2.20} = 0.95 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \text{ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.}$$

**III.3.3.2 Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

$0,4 \leq \rho = 0,95 \leq 1$  : le panneau de dalle travail dans les deux sens.

$$U_{lx} = \frac{U}{L_x} = \frac{105}{210} = 0,5 \quad \rightarrow \left[ \begin{array}{l} M_1 = 0,1 \\ M_2 = 0,08 \end{array} \right]$$

$$U_{ly} = \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,47$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times (0,1 + 0) = 12,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times (0,08 + 0) = 9,72 \text{ KN.m}$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions, Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91modifié99) [4]**.

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :

$M_{x2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_x$ .

$M_{y2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_y$ .

$U_x$  Et  $U_y$  : Coefficient donnés en fonction de  $\rho$  et  $\nu$ .

$$P = 0,95 \quad \text{Donc :} \quad \mu_x = 0,0410 \rightarrow M_{x2} = 0,0410 \times 6,56 \times 2,10^2 = 1,186 \text{ KN.m}$$

$$\vartheta = 0 \quad \mu_y = 0,888 \rightarrow M_{y2} = 0,888 \times 1,186 = 1,053 \text{ KN.m}$$

**III.3.3.1 Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,15 + 1,186 = 13,336 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,72 + 1,053 = 10,773 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

**Sens  $L_x$  :**

**En travées :**  $M_x^t = 0,85 \times 13,336 = 11,335 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**  $M_x^a = -0,3 \times 13,336 = -4 \text{ KN.m}$

**Sens  $L_y$  :**

**En travées :**  $M_y^t = 0,85 \times 10,773 = 9,157 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**  $M_y^a = -0,3 \times 10,773 = -3,231 \text{ KN.m}$

**III.3.4 Ferrailage à l'état limite ultime (ELU) :****III.3.4.1 Détermination de la section des armatures :**

➤ **Dans le sens de la petite portée (X-X) :**

**En travée :**

On a :  $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$  ,  $c = 2 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$   $M_x^t = 10.811 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.335 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.047 \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0.392} \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.047 \rightarrow \beta = \mathbf{0.975}$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.335 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} \rightarrow A_t = \mathbf{2.56 \text{ cm}^2}$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A_t = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{25 \text{ cm}}$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -4.0 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.016} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0.392} \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = \mathbf{0.992}$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} \rightarrow A_t = \mathbf{0.89 \text{ cm}^2}$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A_t = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{25 \text{ cm}}$

✦ **Dans le sens de la petite portée (y-y) :**

**En travée :**

$$M_y^t = 9.157 \text{ kn.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.157 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.038} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0.392} \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = \mathbf{0.981}$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.157 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} \rightarrow A_t = \mathbf{2.06 \text{ cm}^2}$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A_t = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{25 \text{ cm}}$

**Aux appuis :**

$$M_y^a = -3.231 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.231 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013 \rightarrow \mu_b < \mu_e = 0.392 \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.231 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} \rightarrow A_t = 0.719 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**III.3.4.2 Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4) [4] :**

$$\left\{ W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3-p)}{2} \quad ; \quad A_x \geq \frac{W_0(3-p)}{2} \times b \cdot h \quad ; \quad W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \right\}$$

✦ **Sens (X-X) :**

$$W_x = \frac{A_{min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left( \frac{1}{2} \right) \{3 - \rho\} \rightarrow A_{min}^x \geq 0.0008 \times 0.5 \times [3 - 0.86] \times 100 \times 15 = 1.284 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_{min}^x = 1.284 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$A_{min}^x = 1.284 < A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✦ **Sens (y-y) :**

$$W_x = \frac{A_{min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \rightarrow A_{min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**III.3.4.3 Espacements des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42) [4] :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

✦ **Armatures en travée :**

**Sens (X-X) :**

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min (45\text{cm}, 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens (Y-Y) :**

$$St \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (60\text{cm}, 45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✦ **Armatures aux appuis :**

**Sens (X-X) :**  $St \leq \min (3h ; 33\text{cm})$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (45\text{cm}, 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens (Y-Y) :**

$$St \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min (60\text{cm}, 45\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.3.4.4 Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.21) [4] :**

On doit vérifier que :  $s_{max} \leq \frac{h_t}{10}$

$$s_{max} = 10\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.3.4.5 Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99(Art A.5.2.2) [4]:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \tau_{u adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } \tau_{u adm} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPA}$$

$$b=1\text{m} ; d=0.9h_t = 0.9 \times 15 = 13.5\text{cm}$$

➤ **Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{P_u}{2U+V} \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

On a :

$$V_u = \frac{P_u}{3V} \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN} \rightarrow V_u = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.285 \text{ MPA}$$

$$\tau_{u adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \tau_{u adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.3.4.6 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3) [4].**

Il faut vérifier que  $\tau_{se} \leq \tau_{se adm} = \Psi_s f_{t28}$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.  
 $\Psi_s = 1.5$  pour les H.A  
 $\Psi_s = 1$  pour les R.L

$\tau_{se adm}$  : Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\tau_{se adm} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = \text{somme des périmètres utile des armatures}$$

$$\sum u_i = n\phi\pi \quad \text{avec : } n = \text{nombre des barres}$$

**Remarque :**

Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

➤ **Dans le sens (x-x) :**

$$\sum u_i = n\phi\pi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.80 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.80} = 1.58 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.58 \text{ MPA} < \tau_{se adm} = 3.15 \text{ MPA. (Condition vérifiée)}$$

➤ **Dans le sens (y-y) :**

$$\sum u_i = n\phi\pi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.66 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.66} = 1.89 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPA} < \tau_{se adm} = 3.15 \text{ MPa. (Condition vérifiée)}$$

**III.3.4.7 Longueur du scellement droit BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22) [4] :**

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

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad \text{avec } L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \rightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$LC = 0.4 LS = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

### III.3.5 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

#### III.3.5.1 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

➤ Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

$$M_{x1} = q_s (M1 + v M2) = 90 (0.1 + 0.2 \times 0.08) = 10.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = q_s (M2 + v M1) = 90 (0.08 + 0.2 \times 0.1) = 9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ Évaluation des moments  $M_{x2}$  ;  $M_{y2}$  dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho=0.95 \\ v=0.2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.923 \end{array} \right. \quad [\text{RPA99version2003/Tab1.3}] [3]$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/m}$$

$$\mu_x = 0.0483 \rightarrow M_{x2} = 0.0483 \times 6.56 \times 2.1^2 = 1.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_y = 0.791 \rightarrow M_{y2} = 0.923 \times 1.39 = 1.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

#### III.3.5.2 Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.44 + 1.39 = 11.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9 + 1.28 = 10.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

#### Sens $L_x$ :

$$\text{En travées : } M_x^t = 0.85 \times 11.83 = 10.055 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0.3 \times 11.83 = -3.549 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

#### Sens $L_y$ :

$$\text{En travées : } M_y^t = 0.85 \times 10.28 = 8.738 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0.3 \times 10.28 = -3.084 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**III.3.5.3 Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3) [4]:**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **État limite de compression de béton BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2) [4]:**

**Dans le sens (x-x) :**

▪ **Contrainte dans l'acier :**

**En travée :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$

$$M_t = 10.055 \text{ KN.m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPA}$ / $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm} = 348\text{MPA}$
--

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \quad K_1 = 33.08 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.896$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = 179.3\text{MPA}$$

$$\sigma_{st} = 179.3 < \sigma_{st adm} = 348\text{MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{179.3}{33.08} = 5.42\text{MPA} < \sigma_{bc adm} = 15\text{MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$

$$M_a = 3.549 \text{ KN.m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPA}$ / $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm} = 348\text{MPA}$
--

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \quad K_1 = 33.08 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.896$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = 67.41\text{MPA}$$

$$\sigma_{st} = 67.41 < \sigma_{st adm} = 348\text{MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{67.41}{33.08} = 2.037\text{MPA} < \sigma_{bc adm} = 15\text{MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Dans le sens (y-y) :**

**En travée :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$

$M_t = 8.738 \text{ KN.m}$        $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPA}$  /  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm} = 348\text{MPA}$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$        $K_1 = 48.29$  et  $\beta_1 = 0.921$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = 232.42\text{MPA}$

$\sigma_{st} = 232.42 < \sigma_{st adm} = 348\text{MPA}$  ... .. condition vérifiée

▪ **Contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{232.42}{48.29} = 4.81\text{MPA} < \sigma_{bc adm} = 15\text{MPA}$ ..... condition vérifiée

**Aux appuis :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$

$M_a = 3.084 \text{ KN.m}$        $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPA}$  /  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm} = 348\text{MPA}$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$        $K_1 = 48.29$  et  $\beta_1 = 0.921$

$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = 82.03\text{MPA}$

$\sigma_{st} = 82.03 < \sigma_{st adm} = 348\text{MPA}$  ... .. condition vérifiée

▪ **Contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{82.03}{48.29} = 1.69\text{MPA} < \sigma_{bc adm} = 15\text{MPA}$ ..... condition vérifiée

**III.3.6 Conclusion :**

La dalle pleine sera ferrillée suit :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
En travées	4HA12 ( $S_t = 25\text{cm}$ )	4HA12 ( $S_t = 25\text{cm}$ )
Aux appuis	4HA10 ( $S_t = 25\text{cm}$ )	4HA10 ( $S_t = 25\text{cm}$ )

### III.4 Les escaliers

#### III.4.1 Introduction

Ce sous chapitre définit les différentes étapes de calcul d'un escalier qui sont :

1. Le dimensionnement
2. Calcul des efforts internes
3. Le ferrailage à l'ELU
4. Les vérifications à l'ELS et l'ELU
- 5.

#### III.4.2 Terminologie

L'escalier est calculé à la flexion simple et n'étant pas exposé aux intempéries, la fissuration est considérée peu nuisible.

Notre projet présente un escalier à 2 volées et un palier intermédiaire :

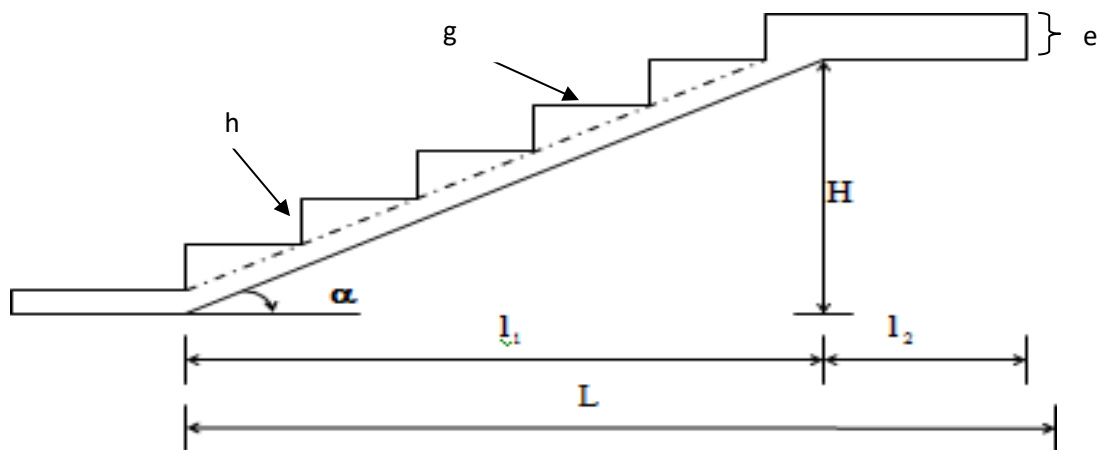


Figure III.6: Coupe d'un escalier.

- ✦  $g$  : Largeur de la marche (giron)
- ✦  $h$  : Hauteur du contre marche.
- ✦  $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✦  $H$  : hauteur de la volée.
- ✦  $l'$  : portée de la paillasse.
- ✦  $l_2$  : largeur du palier
- ✦  $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- ✦  $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palie

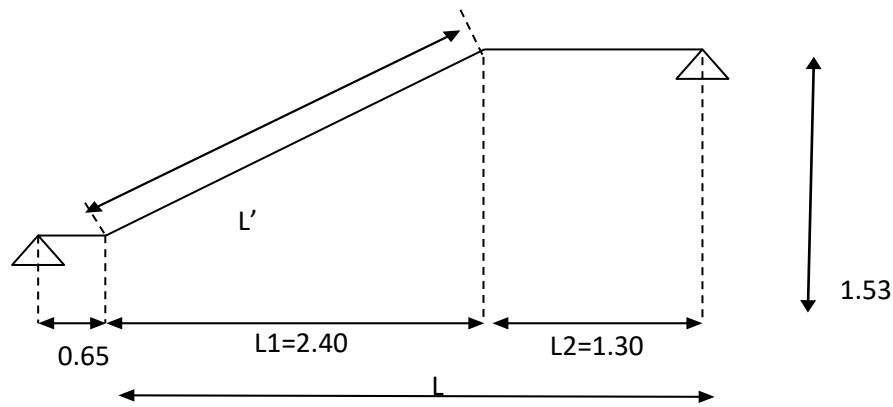


Figure III.7 : coupe verticale de la volée d'étage courant

**III.4.3 Dimensionnement**

On a deux types d'escaliers un pour les étages courants et l'autre pour l'étage de service mais les calculs sont les mêmes :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

La relation de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$			
Élément	Équation	Résultat	Valeurs obtenue
Hauteur du contre marche	$14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$		<b>17cm</b>
Nombre de contre marches	$n = \frac{H}{h}$	$\frac{153}{17}$	<b>9 contre marches</b>
Nombre de marches	$m = n - 1$	$9 - 1$	<b>8 marches</b>
Le giron	$g = \frac{l_1}{n-1}$	$\frac{240}{9 - 1}$	<b>30cm</b>

Tableau III.7: dimensionnement d'escalier

**III.4.4 Vérification de la relation de BLONDEL :**

On a :

- ✦  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$
- ✦  $g = 30 \text{ cm}$
- ✦  $h = 17 \text{ cm}$
- ✦  $2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow$  La relation est vérifiée

**III.4.5 Étude de la volée****III.4.5.1 Épaisseur de la paillasse  $e_p$  :**

$e_p$  : doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{30}$$

Avec :  $L_0 = l' + l_{\text{palier}}$

➤ **On calcul la portée de la paillasse :**

$$l' = \frac{L_1}{\cos a} \quad \text{et} \quad \tan a = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} \rightarrow a = 32.52^\circ$$

Donc la portée :  $l' = \frac{L_1}{\cos a} = \frac{240}{\cos 32.52} \rightarrow l' = 284.7 \text{ cm}$

$$\frac{(284.7 + 130)}{30} \leq e_p \leq \frac{(284.7 + 130)}{30}$$

$$1.67 \leq e_p \leq 20.485 \rightarrow \text{on prend } e_p = 20 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284.7 + 130 = 4.147 \text{ m}$$

➤ **Détermination des charges et surcharges**

Le calcul se fera pour un mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

**1. Les charges permanentes :**▪ **Palier :**

Élément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle	0.2X25= 5
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
<b>Tableau III.8: charge permanente du palier</b>	
<b>G<sub>1</sub> = 6,57</b>	

▪ Volée :

Élément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids de la paillasse	$\frac{25 \times e_p}{\cos a} = 5.93$
Poids propre des marches (17cm)	$\frac{25 \times e_p}{\cos a} = 5.93$
Revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose (2cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
Couche de sable (2cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$22 \times 0.015 = 0.33$
Poids propre du garde cops	$10 \times 0.02 = 0.2$
<b>Tableau III.9 : charge permanente de la volée</b>	
<b><math>G_2 = 9.825</math></b>	

2. Les charges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

▪ Les combinaisons des charges et surcharges :

• États limite ultime ELU :

Palier :  $qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.57 + 1.5 \times 2.5 = 12.62 \text{ kN/ml}$

Volée :  $qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5 = 17.01 \text{ kN/ml}$

• États limite de service ELS

**Palier :**  $qs = G + Q = 6.57 + 2.5 = 9.07 \text{ kN/ml}$

**Volée :**  $qs = G + Q = 9.825 + 2.5 = 12.325 \text{ kN/ml}$

▪ Calcul des efforts internes avec logiciel (ETABS) à l'ELU :

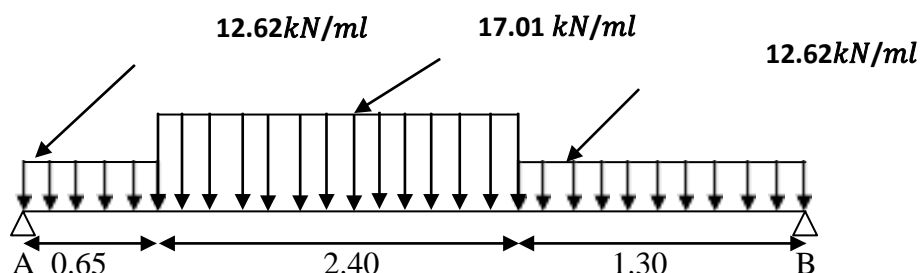
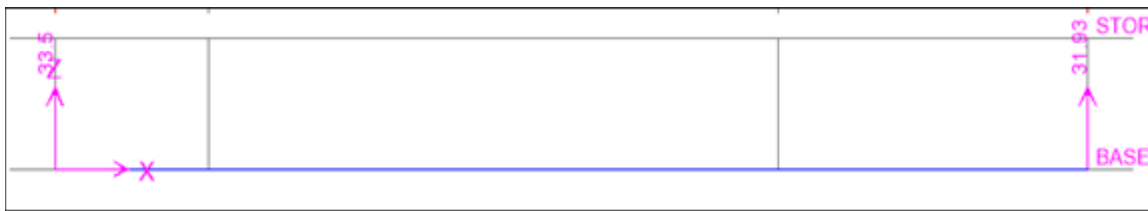
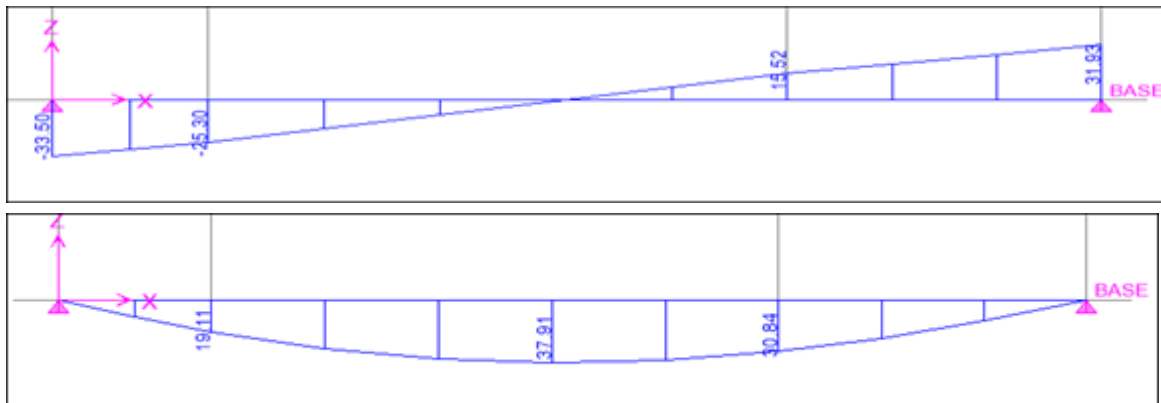


Figure III.8 : Schéma statique à l'ELU

✦ Les réactions d'appuis :



✦ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :



Aux appuis :  $M_a = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 37.91 \rightarrow M_a = -11.373 \text{ KN.m}$ .

En travée :  $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 37.91 \rightarrow M_t = 32.22 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des armatures :

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

1. Armatures aux appuis :

$h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; c=2\text{cm} ; b=100\text{cm} ; M_a = -11.373 \text{ KN.m}$ .

▪ Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11.373 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_b = 0.0247 < \mu_e = 0.932 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.0247 \rightarrow (\beta = 0.987)$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.373 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} \rightarrow A_s = 1.84 \text{ cm}^2$$

On opte :  $5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $s_t = 20 \text{ cm}$

▪ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{sr}}{4} = \frac{5.65}{4} \rightarrow A_r = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte :  $4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $s_t = 25 \text{ cm}$

**2. Armatures aux travées :**

▪ **Armature principale :**

On a ( $M_t = 32.22 \text{KN.m}$ )

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{32.22 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_b = 0.070 < \mu_e = 0.932 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.070 \rightarrow (\beta = 0.964)$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{32.22 \times 10^3}{0.964 \times 18 \times 348} \rightarrow A_s = 5.33 \text{ cm}^2$$

On opte :  $5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $s_t = 20 \text{ cm}$

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{sr}}{4} = \frac{5.65}{4} \rightarrow A_r = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte :  $4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $s_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification à L'ELU :**

**1. Condition de non fragilité BAEL91 : Art A.4.2, 1**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  (condition vérifiée)
- Aux travées :  $5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  (condition vérifiée)

**2. Espacement des barres :**

▪ **Armatures principales :**

Aux appuis :  $s_t = 20 \text{ m}$

En travées :  $s_t = 20 \text{ cm}$       $s_t < \min \{3h, 33 \text{ cm}\} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ . (condition est vérifiée)

▪ **Armatures de répartition :**

Aux appuis :  $s_t = 25 \text{ cm}$

En travées :  $s_t = 25 \text{ cm}$       $s_t < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ . (Condition vérifiée)

**3. Vérification aux cisaillements : (BAEL91, Art A.5.1.21) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \tau_{u adm}$  ;  $T_{max} = 33.93 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{33.93 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.1885 \text{ MPA} < \tau_{u adm} = \min (0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.1885 \text{ Mpa} < \tau_{u adm} = 3,25 \text{ MPA} . \text{ (Condition vérifiée)}$$

**4. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \tau_{se adm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \Sigma U_i} \quad ; \quad \tau_{se adm} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \text{ (pour acier H.A)}$$

▪ **Aux appuis : (5HA12)**

$$\Sigma U_l = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.93 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.01 \text{ Mpa} < \tau_{se adm} = 3.15 \text{ Mpa} \text{ (Condition est vérifiée)}$$

▪ **Aux travées : (5HA12)**

$$\Sigma U_l = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.93 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.01 \text{ Mpa} < \tau_{se adm} = 3.15 \text{ Mpa} \text{ (Condition est vérifiée)}$$

**5. Ancrage des armatures aux appuis (: Art A6.1.22/BAEL91)**

Il correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{On a : } \tau_{s adm} = 0.6 \times \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} \rightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEL est au moins égale  $0.4L_s$  pour les aciers HA :

$$L_c = L_s \times 0.4 = 42.32 \times 0.4 = 16.928 \text{ cm} \text{ On prend } L_c = 17 \text{ cm}$$

**6. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.11/BAEL91) :**

$$\text{on doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} < \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 33.93 \times 10^3}{1000 \times 180 \times 0.9} = 0.38 \text{ Mpa} \quad ; \quad \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.38 \text{ Mpa} < 14.16 \text{ Mpa} \text{ (Condition est vérifiée)}$$

**7. Influence de L'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3 BAEL91)**

▪ **Influence sur le béton : (Art A.5.4.313 BAEL91)**

$$\text{On doit vérifier que : } T_u^{max} = 33.93 \text{ KN} < T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times A \times b}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } A = 0.9d \quad 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.162 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN} \rightarrow T_u = 1080 \text{ KN} > T_u^{max} = 33.93 \text{ KN} \text{ (condition vérifiée)}$$

▪ **Influence sur les aciers : (Art A.5.4.321 BAEL91) :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_{st}^{adopté} > \left( v_u + \frac{M_{appuis}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A > \frac{\gamma_b}{f_e} \left( v_u + \frac{M_{appuis}}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 33.93 + \frac{11.373}{16.2} \right) = 0.1 \text{ cm}^2$$

Avec :

Tu : effort tranchant Max en valeur absolue au niveau de l'appui.

Mu : moment au droit de l'appui pris avec son signe

$A=2.51cm^2 > 0.1cm^2$  (condition vérifiée)

➤ Calcul à L'ELS :

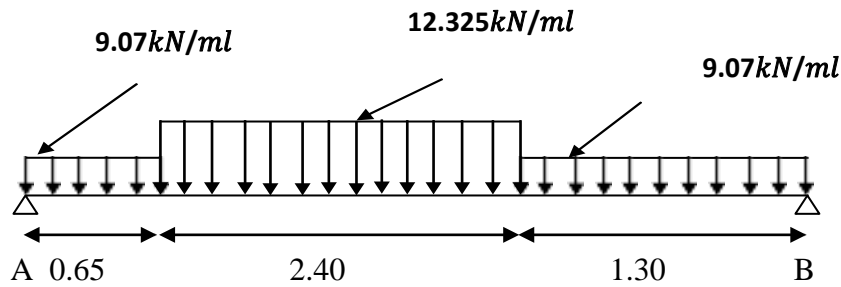
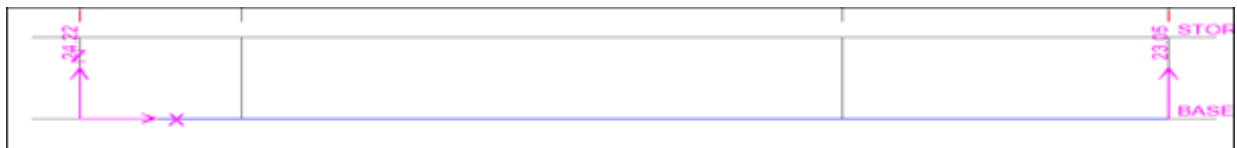
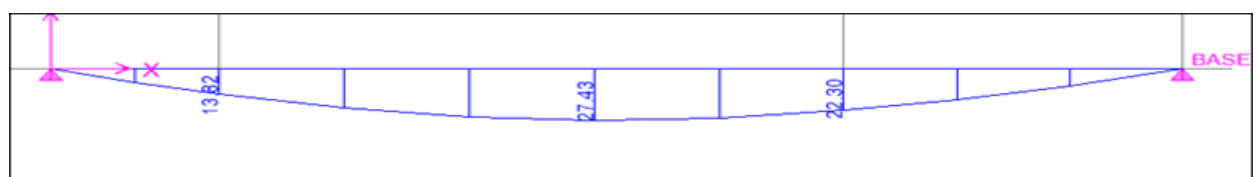
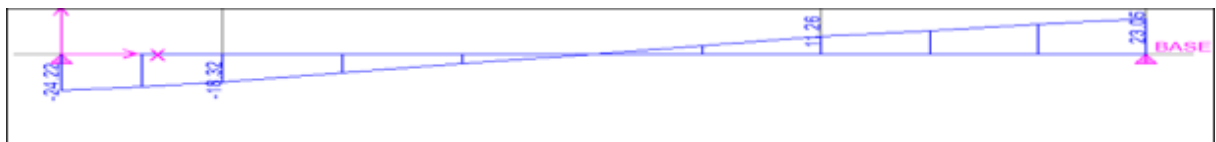


Figure III.9 : Schéma statique à l'ELS

1. Les réactions d'appuis :



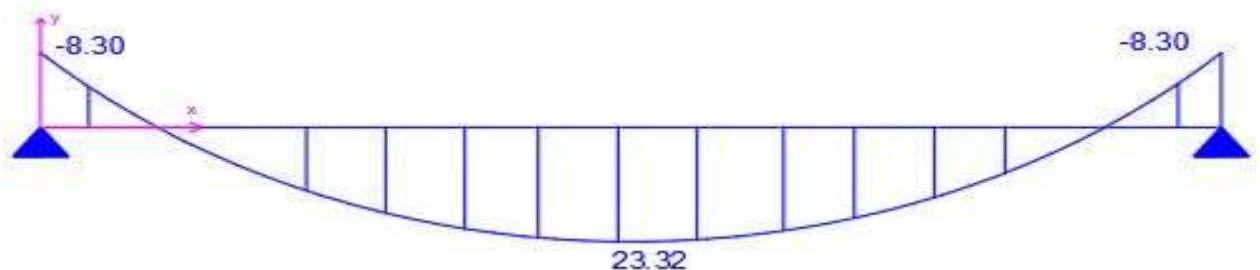
2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :



Après avoir résoudre l'équation  $Ty=0$  on aura la valeur du moment  $M_t^{max} = 27.43kn. m$

Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times 27.43 = -8.3kn. m$

En travée :  $M_t = 0.85 \times 27.43 = 23.32kn. m$



**3. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5.2 BAEL91)**

▪ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} < \sigma_{bc adm} = 0.6 f_{c28} = 15 Mpa$$

• **En travée :**

$$A_t = 5.65 cm^2 ; \rho = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314 \rightarrow (\beta = 0.912 ; a = 0.264 ; k = 0.024)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{23.32 \times 10^3}{5.65 \times 0.912 \times 18} = 251.43 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.024 \sigma_{st} = 6.03 Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 6.03 < \sigma_{bc adm} = 15 Mpa. (Condition vérifiée)$$

• **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{8.3 \times 10^3}{5.65 \times 0.912 \times 18} = 89.49 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.024 \sigma_{st} = 2.15 Mpa \rightarrow \sigma_{bc} = 2.15 < \sigma_{bc adm} = 15 Mpa. (Condition vérifiée)$$

▪ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{l}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- $h$  : hauteur totale de la section.
- $L$  : portée libre maximale.
- $M_t$  : moment maximum en travée.
- $M_0$  : moment maximum isostatique
- $b$  : largeur de la section
- $d$  : la hauteur utile

$$\frac{h}{L} \geq \frac{l}{16} \rightarrow \frac{20}{435} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 . (Condition non vérifiée)$$

Une condition n'est pas vérifiée, alors Le calcul de la flèche est nécessaire.

▪ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{fv}} < f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 cm$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 Mpa$$

- $f$  : flèche due aux déformations.
- $E_v$  : module de déformation différée.
- $I_{fv}$  : moment d'inertie fictif de la section.
- $L$  = longueur de travée

▪ **Calcul de la section homogène :**

$$B_0 = b \times h + 15 A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm} \rightarrow V_2 = \mathbf{9,68 \text{ cm}}$$

▪ **Calcul de  $I_{fv}$  :**

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

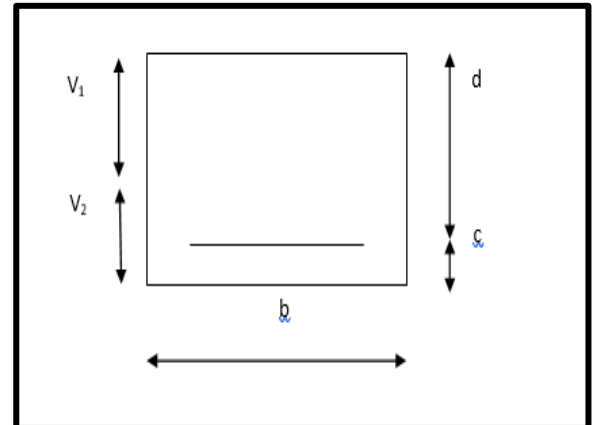
$$\frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5,65 (9,68 - 2)^2 = 71870,22 \text{ cm}^4$$

▪ **Enfin :**

$$f_v = \frac{5 \times 12,32 \times 3,82^4}{348 \times 71870,22 \times 1081,86 \times 10^{-8}} = 4,4 \text{ mm} \rightarrow f = \frac{4,35}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

$$f_v = \mathbf{4,4 \text{ mm} < 8,7 \text{ mm. (condition vérifiée)}$$

Donc : les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes





# Chapitre IV

Modélisation de la  
structure

## **IV Modélisation de la structure**

### **IV.1 Introduction**

La révolution scientifique a changé les habitudes de travail. Certains métiers ont disparu et d'autres ont émergé. L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû affronter le monde de l'informatique, par l'apparition de logiciels de calcul.

Étant donné que la méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse du risque sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (ETABS, SAP2000, ROBOT, etc.), ces logiciels doivent posséder certaines caractéristiques recherchées :

- Suffisamment de liberté pour le choix des méthodes de calcul.
- Clarté de la démarche de calcul.
- Utilisation rapidement accessible.
- Sa disponibilité.

### **IV.2 Le concept de base de la MEF**

La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux ; elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments

Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale ; elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

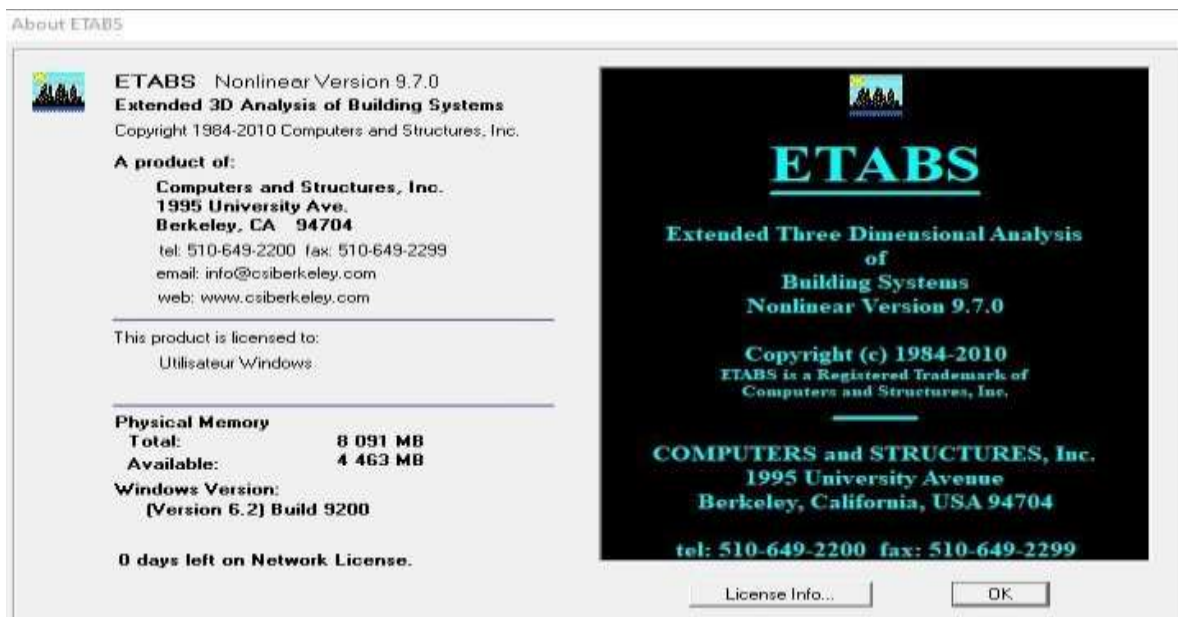
La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### **IV.3 Définition de logiciel ETABS**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

IV.4 Méthode de modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7.0.



IV.4.1 Première étape

Cette première étape consiste à spécifier la géométrie des structures à modéliser.

IV.4.1.1 Choix de l'unité

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS → KN-m.

IV.4.1.2 Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

« File New » → « Model » → « No »

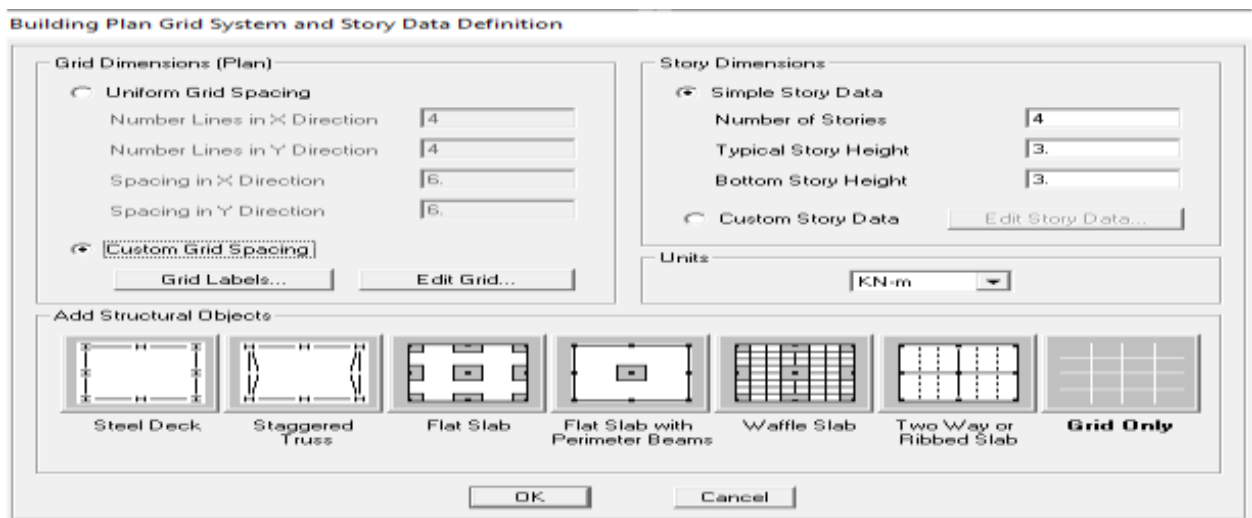
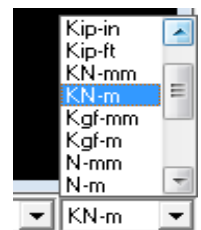
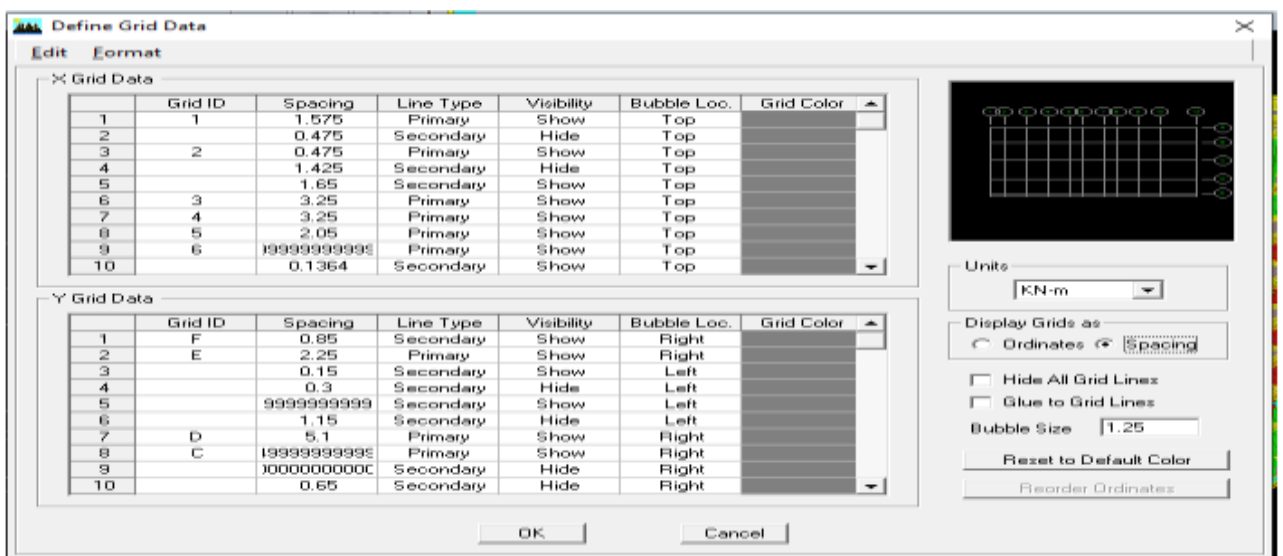


Figure IV.1 : interface d'introduction des données générales

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogues qui apparait. On aura à spécifier :

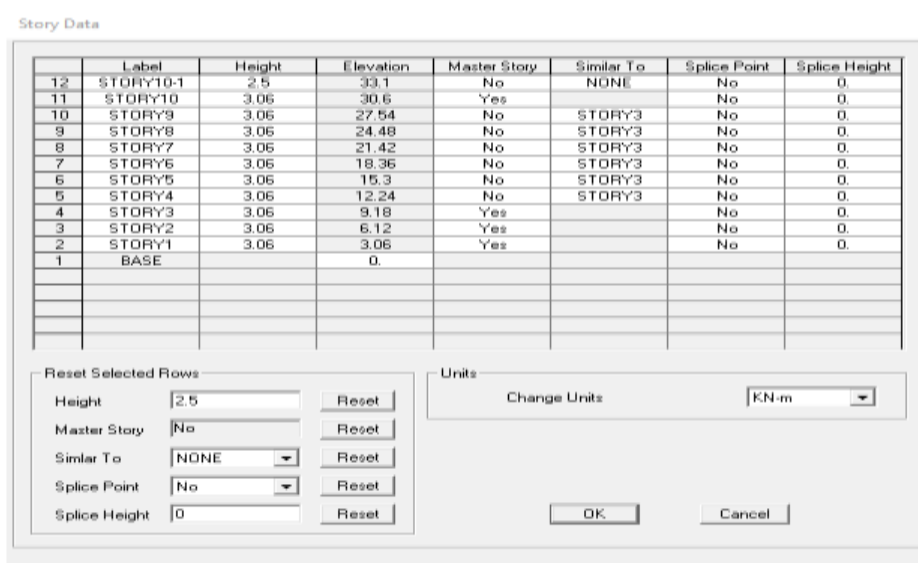
- Le nombre de lignes dans la direction X → « **Numberlines in X direction** ».
- Le nombre de lignes dans la direction Y → « **Numberlines in Y direction** ».
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → « **spacing in X direction** ».
- Hauteur d'étage → « **story height** ».
- Le nombre d'étage → « **Number of stories** ».
- La hauteur d'étage courant → « **typical story height** ».
- La hauteur d'étage en bas → « **bottom story height** ».

**Pour la longueur des travées :**



FigureIV.2 : interface de modification des entres-axes

Pour la longueur des étages « **costome Story Data** » et on remplit le tableau comme suit :

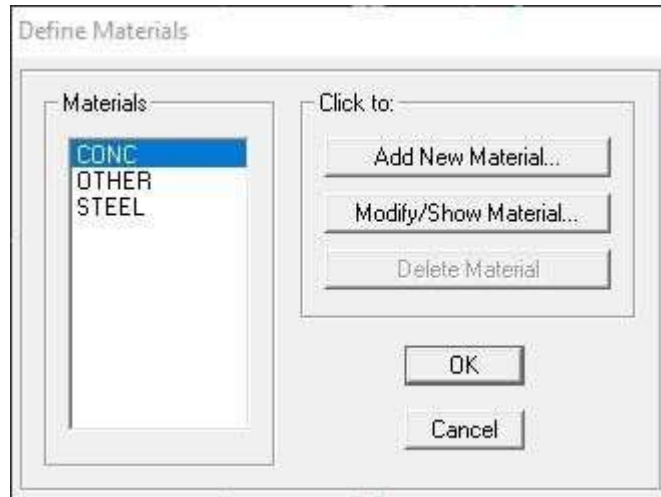


FigureIV.3 : interface de modification des hauteurs d'étages

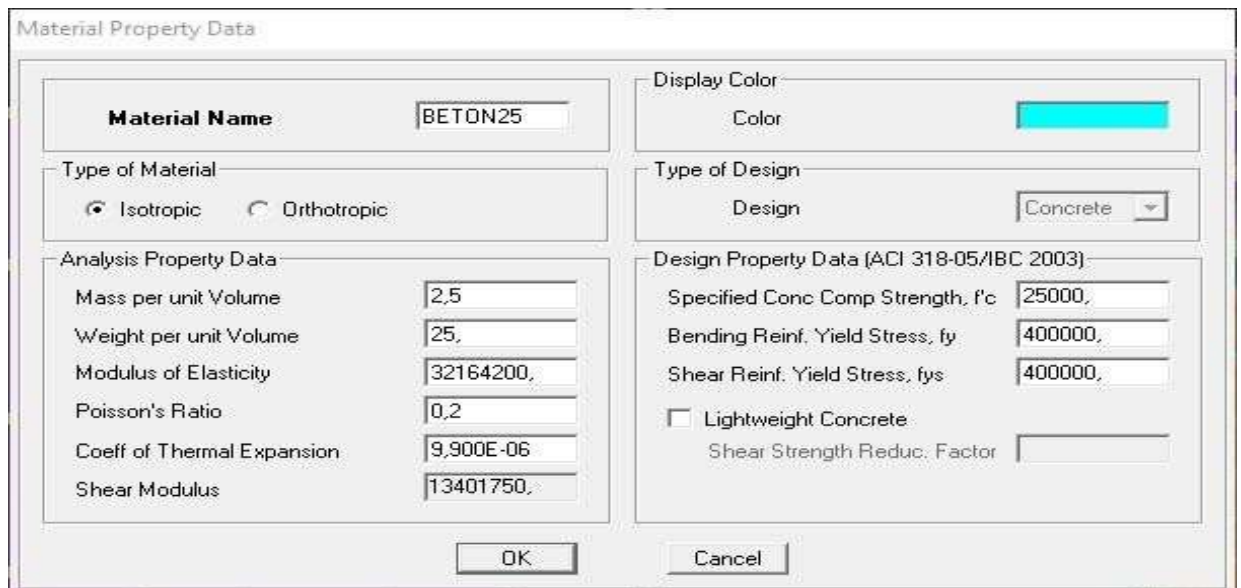
IV.4.2 Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des Propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

« Define » → « Material Properties » → « Conc »



→ « Modify/Show Material » et on le remplit comme suit :



FigureIV.4 : interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers

**IV.4.3 Troisième étape**

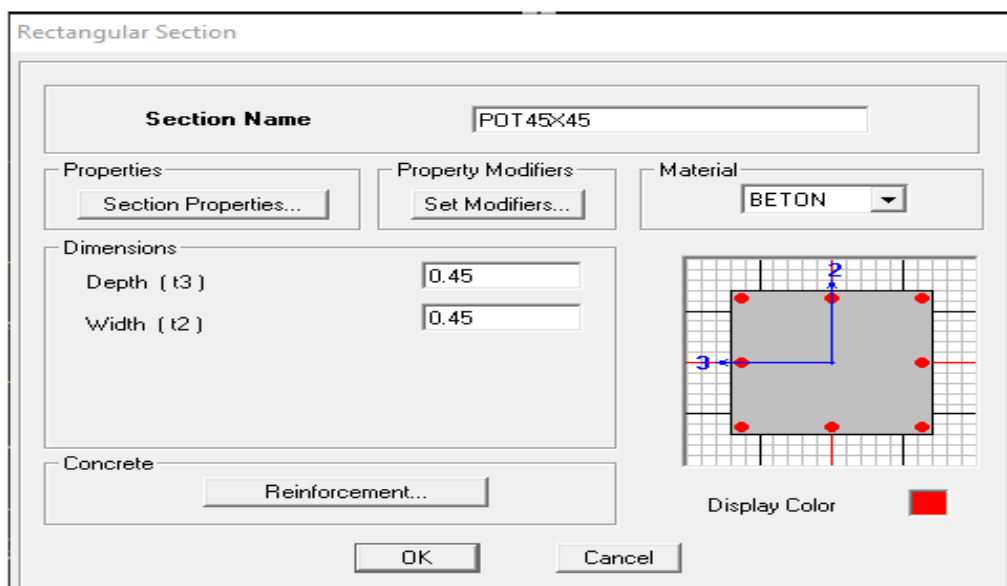
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,).

**IV.4.3.1 Propriétés géométriques des éléments**

➤ **Poteaux :**

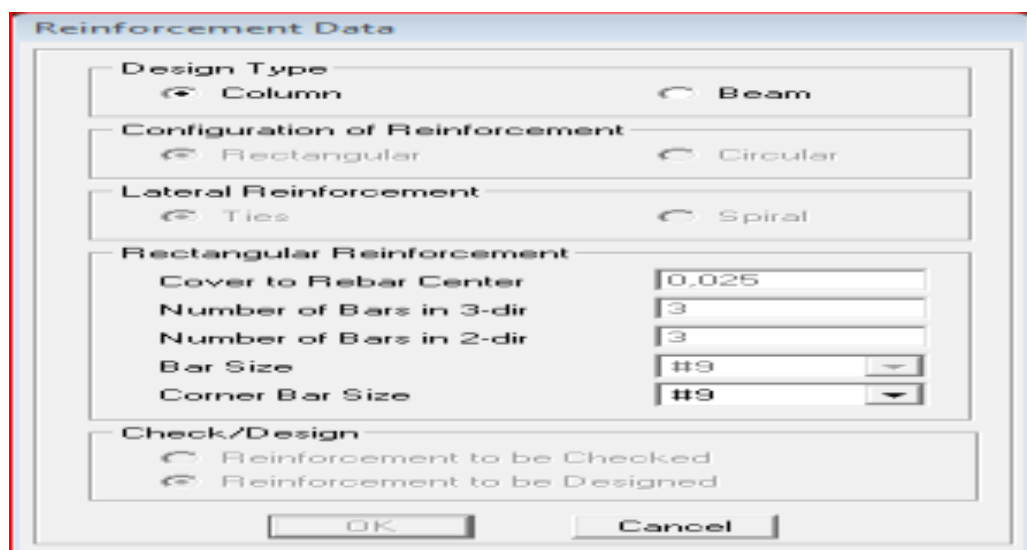
« Define » → « Frame Sections » → « Add Rectangular »

Et on remplit comme il est montre dans la fenêtre ci-dessous :



**FigureIV.5 :** interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires

→ « Reinforcement Data » → « OK » → « OK ».



➤ Poutre :

Pour les poutres on suit les mêmes étapes justes on remplace « Column » par « Beam »

➤ Les voiles :

« Ddefine » → « Wall/Slab/Deck sections » → « Add New Wall »

Et on remplit comme il est indiqué :

Et en finale pour toutes les sections on aura

IV.4.3.2 L'affectation des éléments dans la structure

➤ Les poteaux :

On clique sur l'icône :



Properties of Object	
Property	NONE
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

On choisit le nom de la section (**POT 50× 50**) par exemple et on l'affecte à sa position dans la structure.

**On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône**

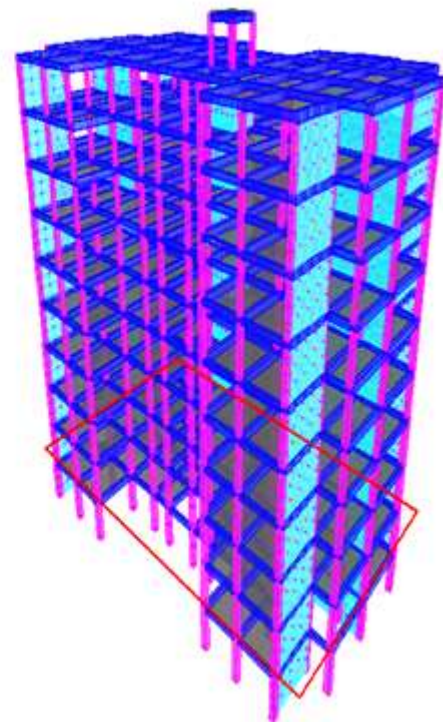
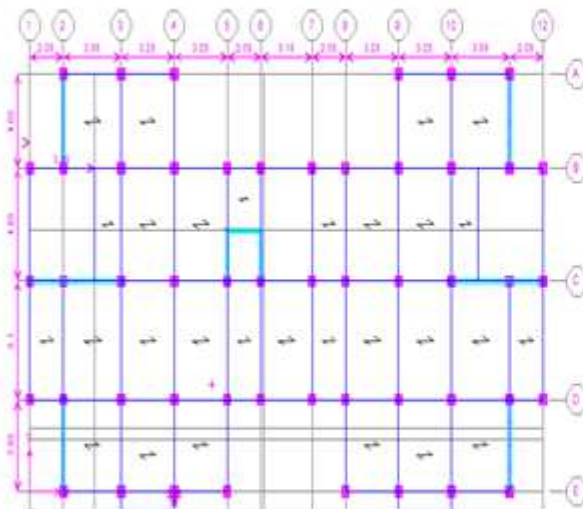
❖ Les poutres .....



❖ Les voiles .....



À la fin on aura :



#### IV.4.4 Quatrième étape :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives des périodes propre.

Les données à introduire dans le logiciel :

➤ Zone sismique

**Tizi-Ouzou** ville classée selon le **RPA 99 (version 2003)** comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

➤ Groupe d'usage

Ouvrages courants ou d'importance moyenne (ouvrages courants, du 3.2 du RPA 2003 Art 3.2).

➤ Coefficient de comportement R

**R**: coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction de système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA.

➤ Amortissement

Remplissage dense (Cloisons en maçonnerie) 10

➤ Site

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent

Dans notre cas Site : S3

➤ Facture de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

**1. Conditions minimales sur les files de contreventement**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

**2. La redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (4) files de portiques ou voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

**3. La régularité en plan**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée Perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

La structure a une forme compacte et le rapport : Longueur/largeur égale la somme des dimensions de patte rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25%.

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle du dernier.

➤ La régularité en élévation

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
  - La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%
  - La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

➤ Contrôle de la qualité des matériaux.

➤ Contrôle de la qualité d'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

- Pénalité en fonction de critère de qualité :

Critère q	Pq	
	Sens x-x	Sens y-y
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	0.05
La redondance en plan	0	0
La régularité en plan	0	0
La régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

**Tableau IV.1 :** valeurs pénalités selon les caractères de qualité

La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum^5 p_q$

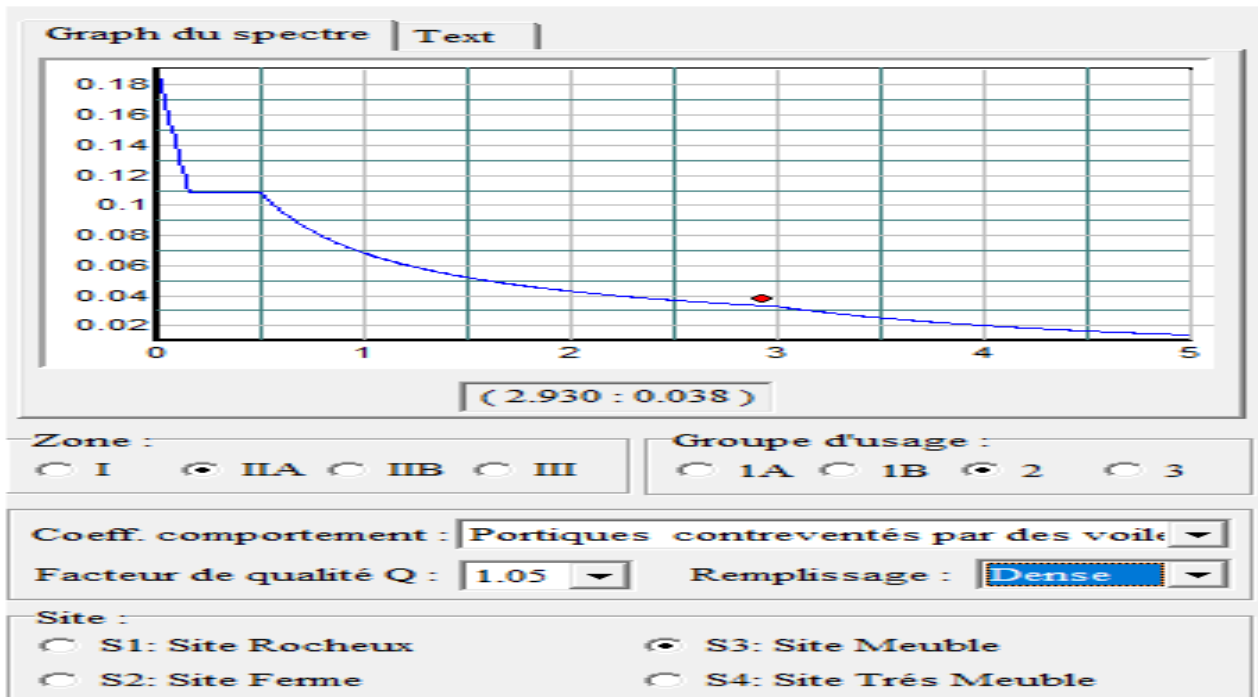
Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q 'est satisfait ou non' Sens x-x

$$\rightarrow Q_x = 1 + 0.05 = 1,05$$

$$\text{Sens y-y} \rightarrow Q_y = 1 + 0.05 = 1,05.$$

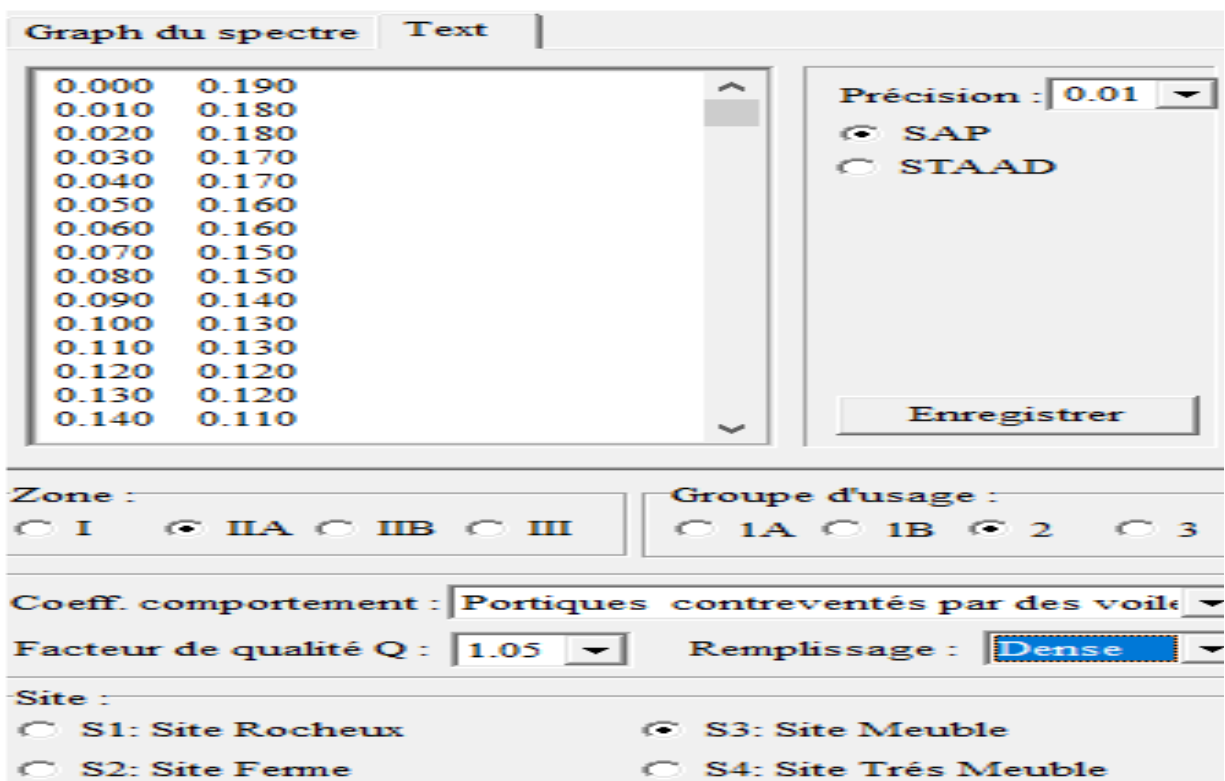
Après avoir vérifiées conditions ci-dessus en trouve la facture de quantité **Q = 1,05.**

On introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous



FigIV.6 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99

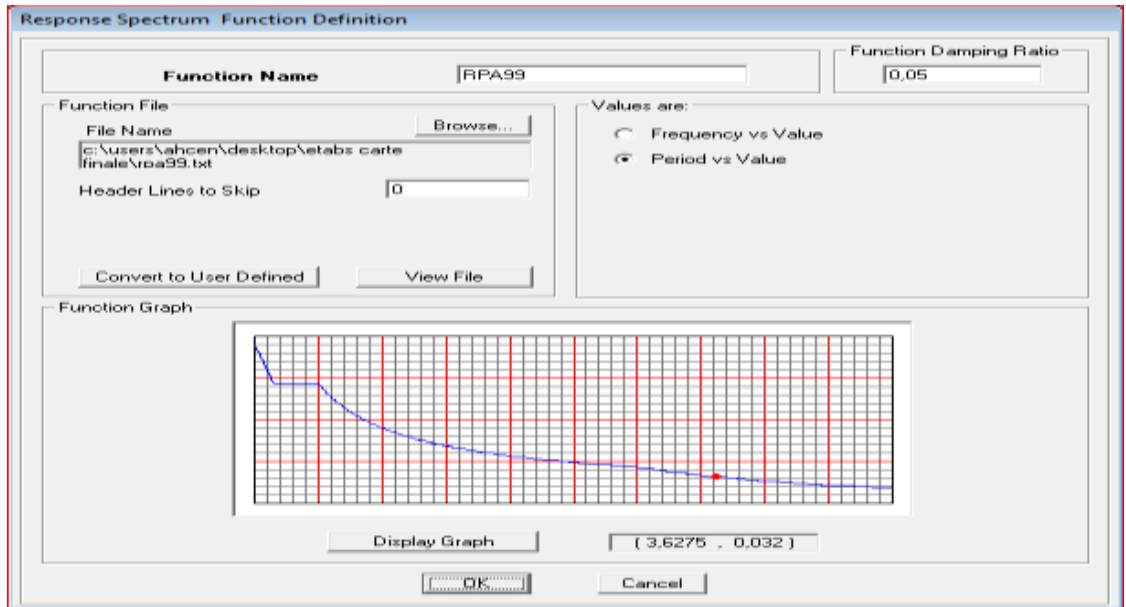
On clique sur « Text » → « enregistré ».



FigIV.7 : spectre de réponse RPA

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

« Define » → « Response spectrum » → « Function spectre from file »



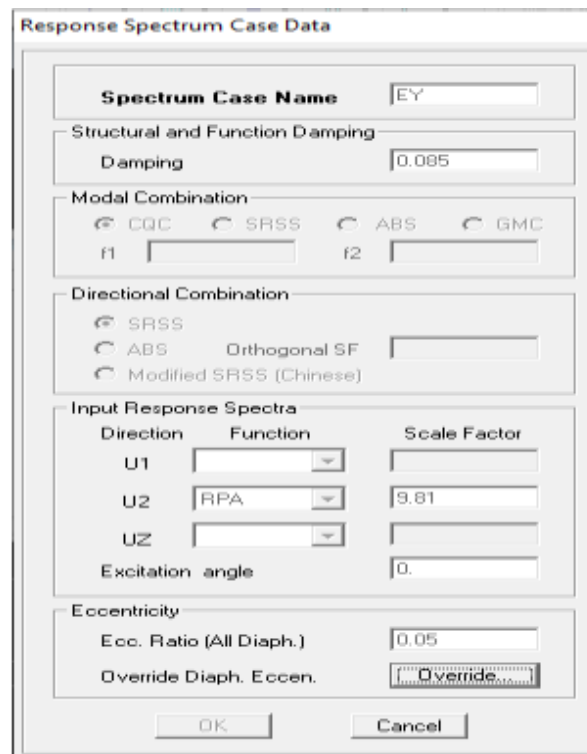
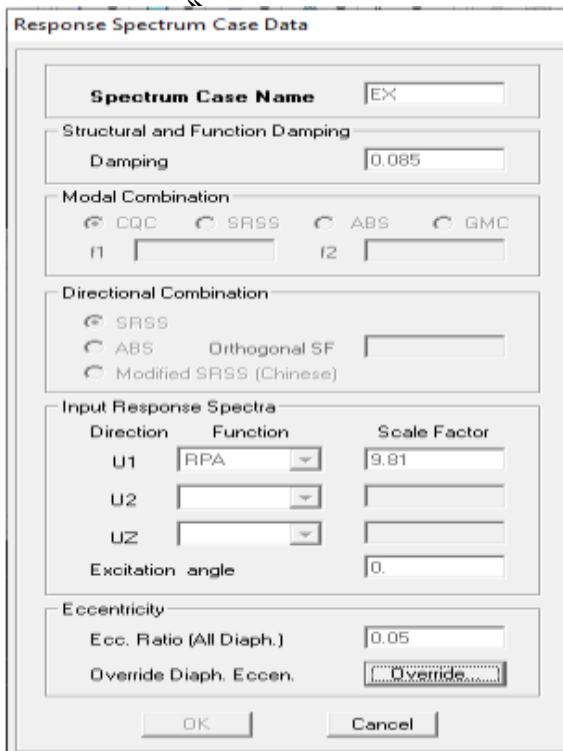
FigIV.8 : Interface d'introduction du spectre

**IV.4.5 Cinquième étape :**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**.

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define » → « Response Sepectrum Cases » → « Add New Spectrum

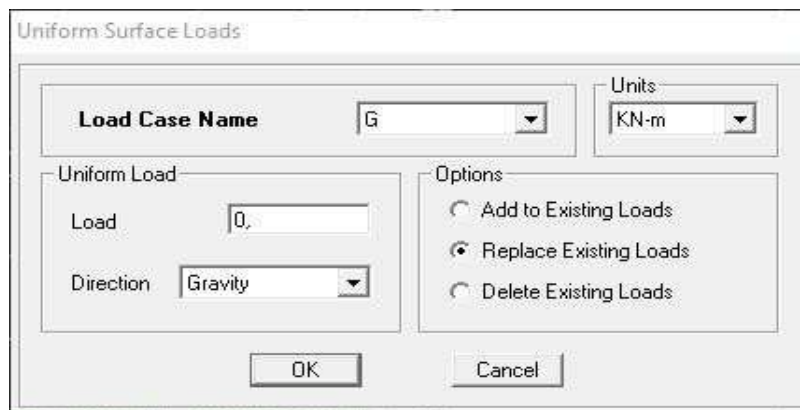


FigIV.9 : Interface de définition des caractéristiques du spectre

**IV.4.6 Septième étape :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques qui lui revient en cliquant sur :

« Assing » → « Sell/areas load » → « Uniform ».



**FigIV.10 :** Interface d’introduction des charges pour les dalles

**IV.4.7 Septième étape**

Introduction des combinaisons d’action.

Les combinaisons d’action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

➤ **Combinaison de BAEL91**

- ELU → 1.35G+1.5Q
- ELS →G+Q→

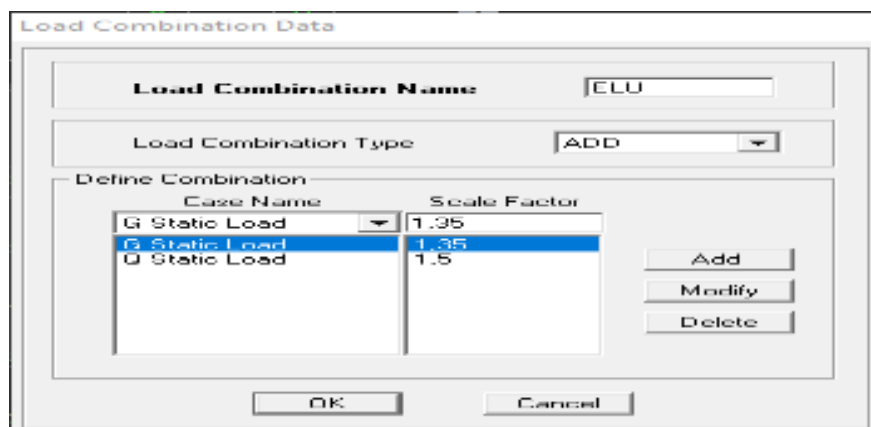
➤ **Combinaison du RPA Accidentelle**

- ELA→ 0.8G±E  
G+Q±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

« Define » → « Loads Combinaisons » → « Add new combo »

Exemple ELU on remplit comme suit

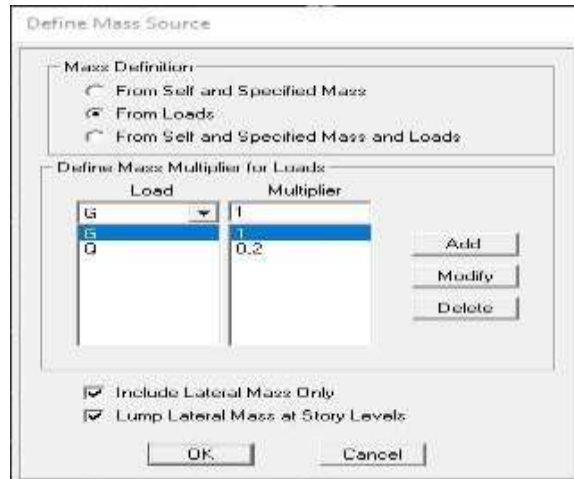


On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 6 combinaisons.

**IV.4.8 Huitième étape/**

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante

« Define » → « mass source » → « from loads ».

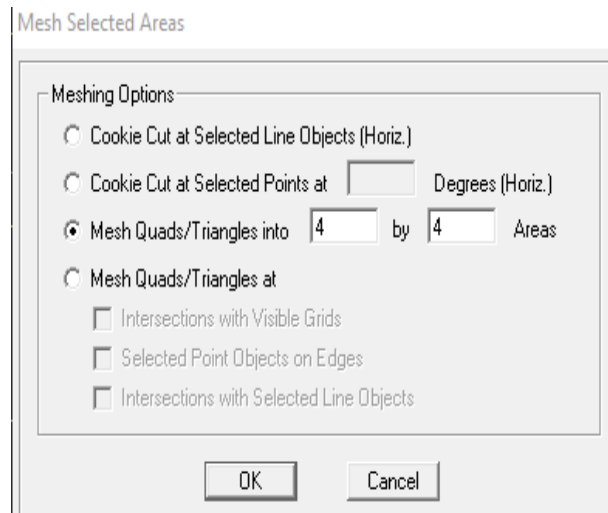


**IV.4.9 Neuvième étape/**


Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes : Sélectionnez tous les voiles et les loggias

« Edit » → « Mesh Areas »


Une fenêtre s'affichera et elle sera rempli comme suit



**IV.4.10 Dixième étape/**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, entôleur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :



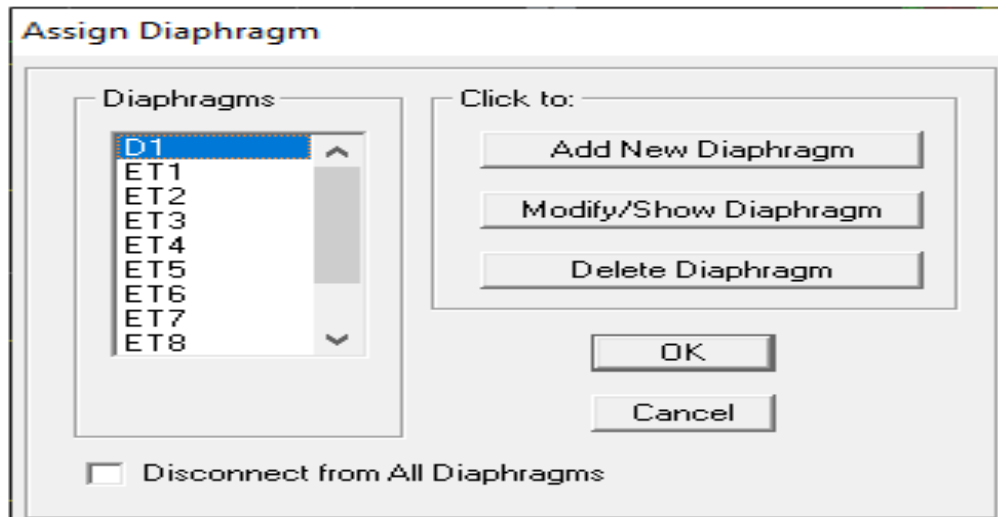
On clique sur l'icône de l'encastrement  us les nœuds seront encastrés.

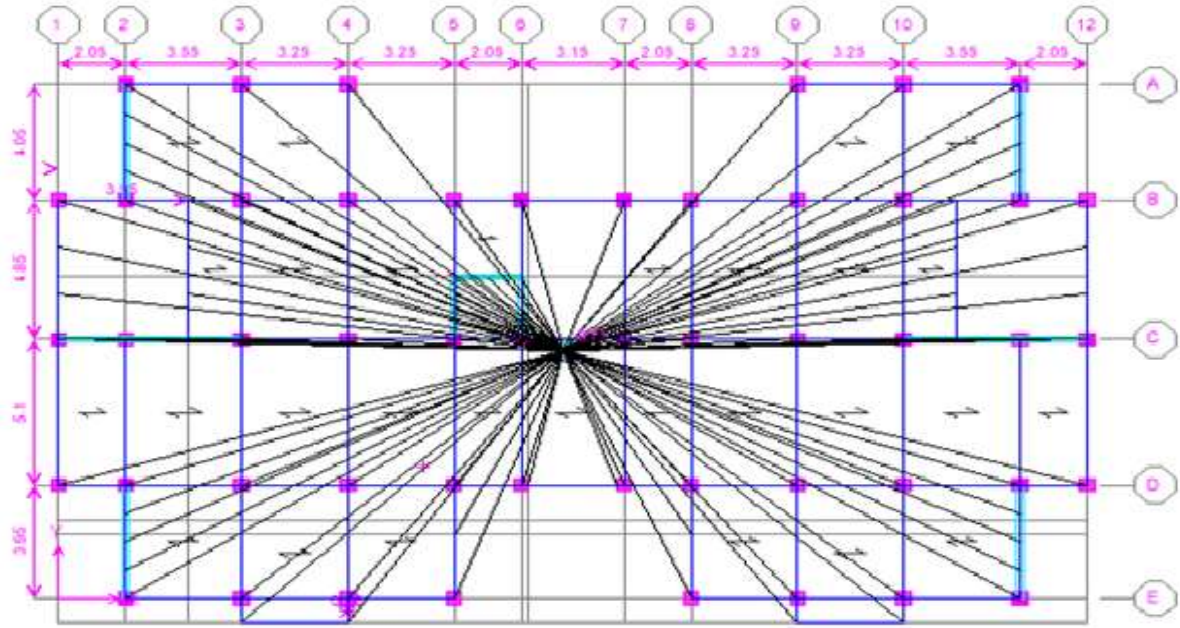
**IV.4.11 Onzième étape**

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

« Assign » → « Joint/point » → « Diaphragm » → « Add New Diaphragm ».





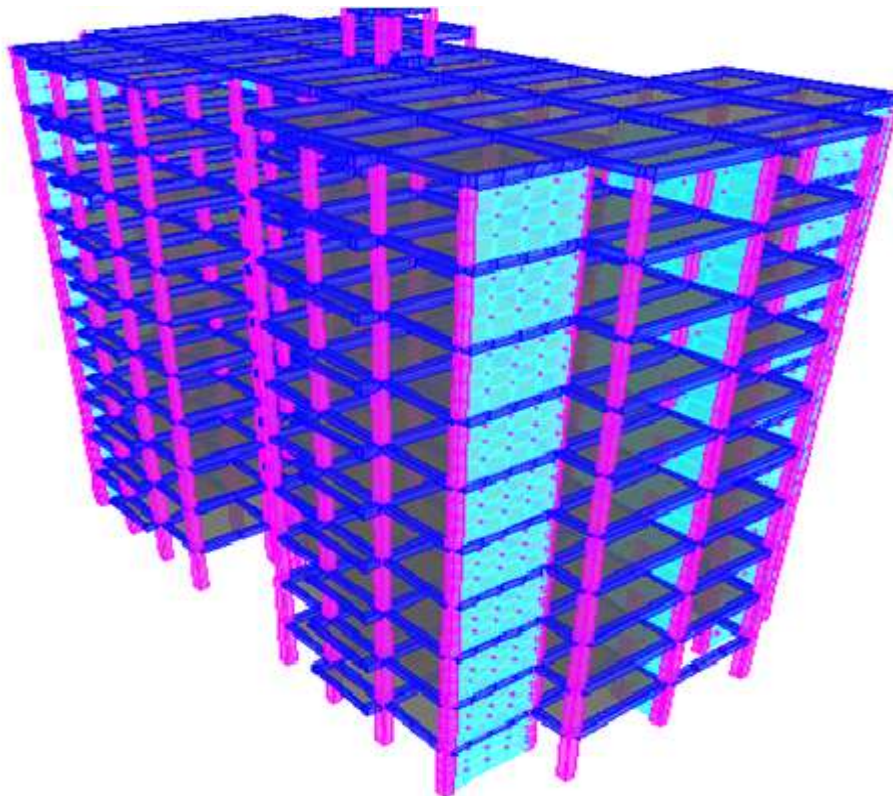
FigIV.11 : Exemple diaphragmes 1<sup>ER</sup> étage

On suit la même étape pour les autres planchers.

**IV.4.11.1 Douzièmes étapes**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

« Analyse » → « Run Analysis » ou on clique sur le bouton **F5**.



FigIV.12 : Modèle finale de notre structure



# Chapitre V

Vérification des  
conditions du RPA

V Vérification des conditions du RPA

V.1 Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7)

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a 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 en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- Excentricité théorique résultant des plans

**Soient :**

C<sub>M</sub>: centre de masse.  
 C<sub>R</sub>: centre de gravité.

On doit vérifier :

$$|X_{CM} - X_{CR}| \leq 0.05 L_x \quad (\text{Sens X-X})$$

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 0.05 L_y \quad (\text{Sens Y-Y})$$

**Avec :**

X<sub>CM</sub> : le centre de masse ;

X<sub>CR</sub> : le centre de torsion.

Suivant les étapes : (Display → show table → building output → centre Masse Rigidité)

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
ET1	D1	15.697	8.276	15.323	9.004
ET2	D2	15.696	8.375	15.382	9.023
ET3	D3	15.696	8.371	15.412	9.014
ET4	D4	15.695	8.368	15.427	8.995
ET5	D5	15.694	8.364	15.432	8.977
ET6	D6	15.694	8.364	15.435	8.957
ET7	D7	15.694	8.361	15.436	8.939
ET8	D8	15.693	8.357	15.435	8.926
ET9	D9	15.693	8.357	15.433	8.916
TERRASSE	D10	15.701	8.376	15.431	8.910

Dia	XCM	XCR	XCM-XCR	5%LX	obs.	YCM	YCR	YCM-YCR	5%LY	obs.
RDC	15.697	15.323	0.374	<b>1.595</b>	(Cv)	8.276	9.004	0.728	<b>8.276</b>	(Cv)
ET1	15.696	15.382	0.314	<b>1.595</b>	(Cv)	8.375	9.023	0.648	<b>8.375</b>	(Cv)
ET2	15.696	15.412	0.284	<b>1.595</b>	(Cv)	8.371	9.014	0.643	<b>8.371</b>	(Cv)
ET3	15.695	15.427	0.268	<b>1.595</b>	(Cv)	8.368	8.995	0.627	<b>8.368</b>	(Cv)
ET4	15.694	15.432	0.262	<b>1.595</b>	(Cv)	8.364	8.977	0.613	<b>8.364</b>	(Cv)
ET5	15.694	15.435	0.259	<b>1.595</b>	(Cv)	8.364	8.957	0.593	<b>8.364</b>	(Cv)
ET6	15.694	15.436	0.258	<b>1.595</b>	(Cv)	8.361	8.939	0.578	<b>8.361</b>	(Cv)
ET7	15.693	15.435	0.258	<b>1.595</b>	(Cv)	8.357	8.926	0.569	<b>8.357</b>	(Cv)
ET8	15.693	15.433	0.26	<b>1.595</b>	(Cv)	8.357	8.916	0.559	<b>8.357</b>	(cv)
ET9	15.701	15.431	0.27	<b>1.595</b>	(Cv)	8.376	8.91	0.534	<b>8.376</b>	(Cv)

Tableau V.1 : Vérification de la régularité structurale en plan sens X et sens Y

**Conclusion**

On remarque que la condition sur l'excentricité est vérifiée pour tous les étages dans le sens X-X et aussi vérifiée pour la plupart des étages dans le sens Y-Y.

**V.2 Pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4)**

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,85 s.

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participation massique de tous les modes.

Display → show table → modal information → building modal information → table : modal participating masse ratios

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
1	0.785065	66.4220	0.0242	66.4220	0.0242	0.0000	0.0352	96.8993	0.9935	0.0352
2	0.711837	0.0636	66.9174	66.4856	66.9415	0.0000	97.4312	0.0933	0.6358	97.4663
3	0.640422	0.9447	0.6796	67.4303	67.6212	0.0000	0.9876	1.3885	65.5836	98.4539
4	0.191732	18.7721	0.0349	86.2024	67.6561	0.0000	0.0022	1.2977	0.4291	98.4561
5	0.183051	0.0635	17.9424	86.2658	85.5985	0.0000	1.1801	0.0045	0.1283	99.6362
6	0.161214	0.4455	0.1440	86.7114	85.7425	0.0000	0.0093	0.0323	18.0544	99.6456
7	0.087450	6.7564	0.0074	93.4678	85.7499	0.0000	0.0003	0.2344	0.1522	99.6459
8	0.081943	0.0141	7.0313	93.4819	92.7812	0.0000	0.2857	0.0005	0.0588	99.9316
9	0.071969	0.1343	0.0636	93.6162	92.8448	0.0000	0.0027	0.0045	6.9946	99.9343
10	0.054227	3.0059	0.0014	96.6221	92.8462	0.0000	0.0000	0.0305	0.0618	99.9343
11	0.049250	0.0035	3.3828	96.6255	96.2290	0.0000	0.0432	0.0000	0.0359	99.9774
12	0.043457	0.0469	0.0396	96.6724	96.2686	0.0000	0.0005	0.0005	3.2995	99.9780

Tableau V.2 : Pourcentage de participation de la masse modale

- ✦ **Le premier mode de vibrations est** : une translation suivant l'axe X-X, il mobilise 66.4220 % de la masse.
- ✦ **Le deuxième mode de vibration est** : une translation suivant l'axe Y-Y, il mobilise 66.9174 % de la masse.
- ✦ **Le troisième mode de vibration est** : (une rotation).

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au huitième mode dans le sens(x-x) et au 09<sup>eme</sup> mode dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

**V.3 Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4)**

La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] de RPA. Ce dernier exige que cette période ne doive pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)

La période donnée par l'ETABS est : T=0,765s

$$T_{empirique} = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 33.10^{0.75} = 0.689$$

$$T_{empirique} = 1.3 \times 0.689 = 0.895 > 0.765s \text{ (condition vérifiée)}$$

**V.4 Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R**

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

**Charges verticales reprises par (voiles portique) :**

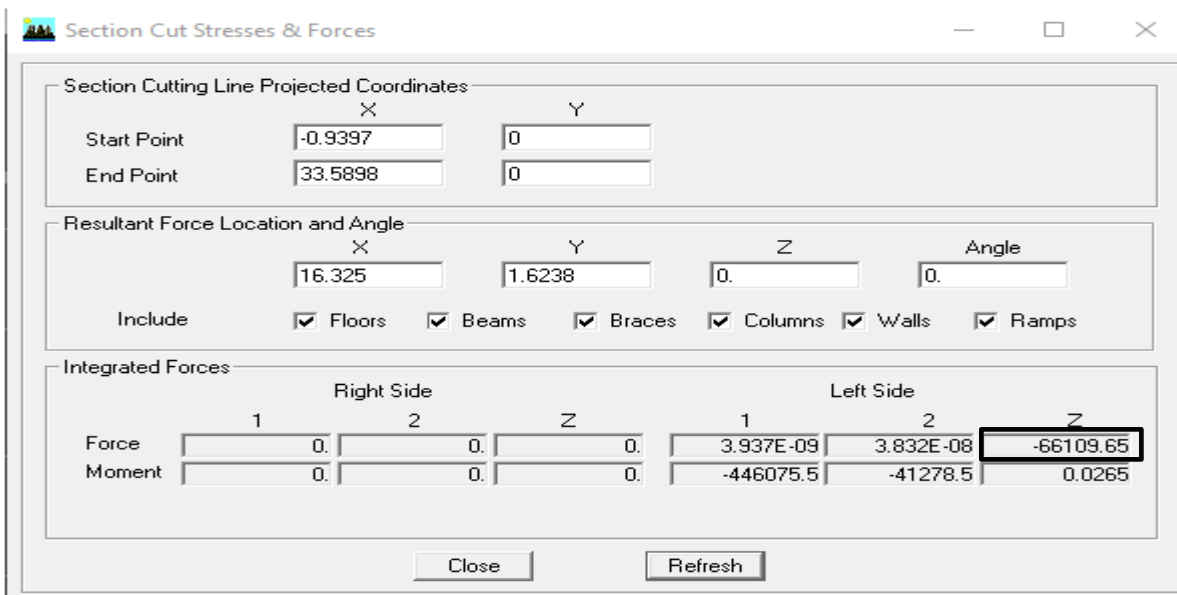
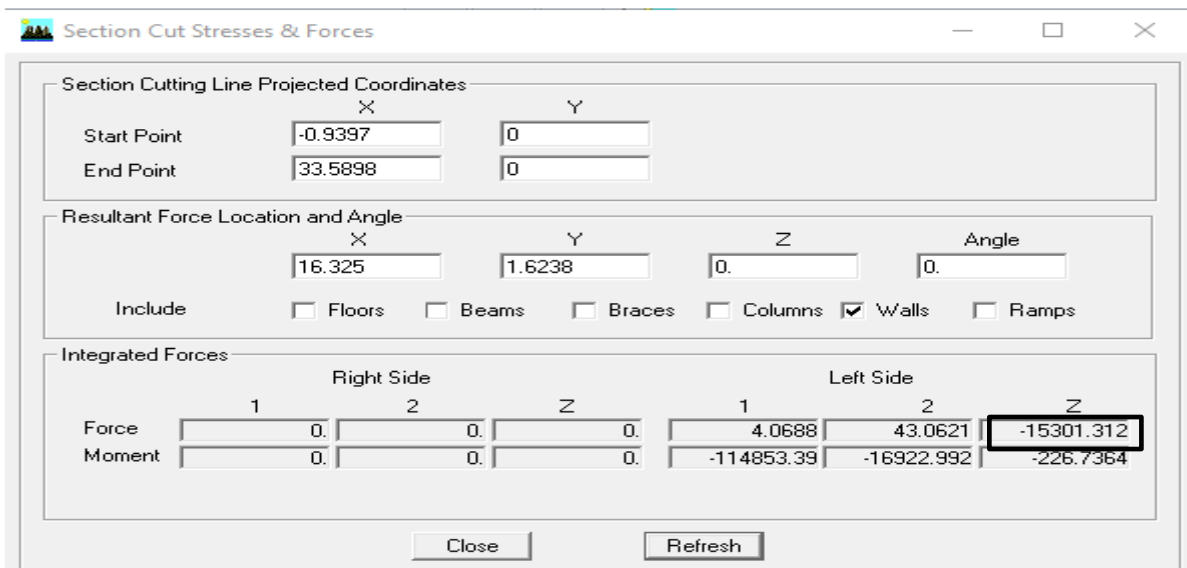


Figure V.1 : la somme des efforts verticaux repris par (voiles, portique)

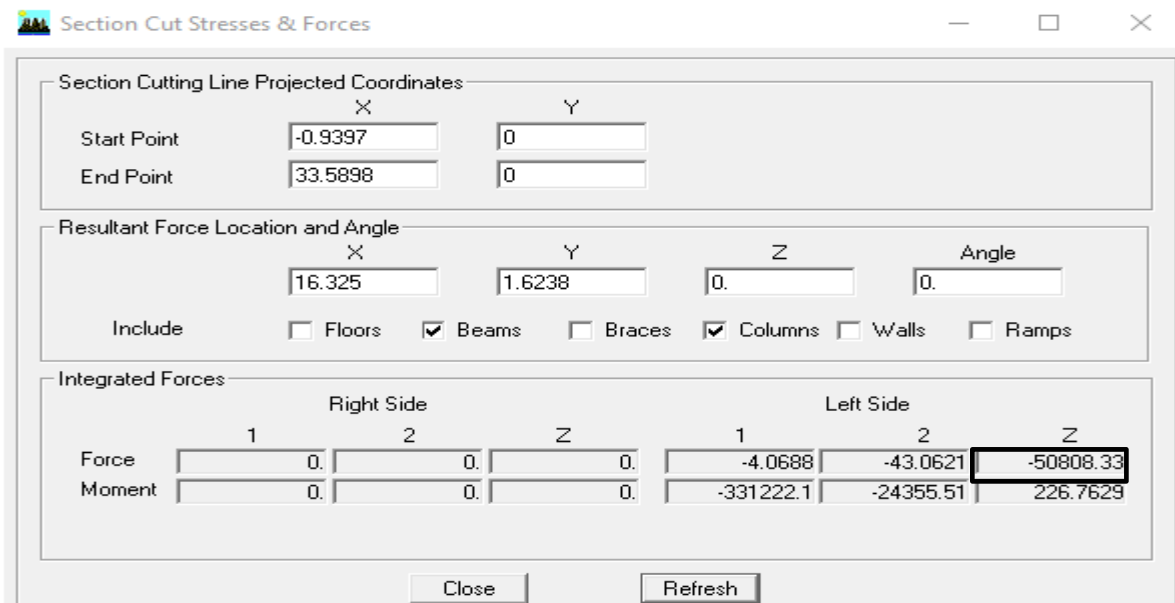
➤ Charges verticales reprises par les voiles :



FigureV.2 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles.

Charge reprise par les voiles : 15301.312 kN (23.145%).

Charges verticales reprises par les portiques :



FigureV.3 : La somme des efforts verticaux repris par les portiques.

Charge reprise par les portiques : **50808.33kN (76.854%)**.

Les voiles reprennent plus de 20% (**23.145%**) des sollicitations verticales Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.

Le coefficient de comportement **R = 3.5**

**V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA/ version 2003)**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent (**RPA 2003 Art 4.2**).

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

Orthogonales selon la formule :

✦ **A : coefficient d'accélération de**

**Zone** : donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. (**Zone II, groupe d'usage 2**) → **A= 0.15**.

✦ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) : **Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$** :

Site (S3) :  $T_1 = 0,15 s$  ;  $T_2 = 0,50 s$

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
<b>T<sub>1(sec)</sub></b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T<sub>2(sec)</sub></b>	0,30	0,40	0,50	0,70

•  $\eta$  : **facteur de correction d'amortissement** donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, dutype de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  (%) = 10 %, on a  $\eta = 1.826$

**Donc :**

- ✦ **R : coefficient de comportement global de la structure**, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) RPA en fonction du système de contreventement tel que défini en (3.4) RPA. (**R=3.5**)
- ✦ **Q : facteur de qualité** : dont la valeur est donnée par la formule :  $Q=1+\sum P_q$  (**formule 4.4**) RPA.
- ✦ **P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon les caractères de qualité 'satisfait ou non'. Sa valeur est donnée par le **Tableau (4.4) RPA2003**.

**Tel que :**

Critère q	Sens longitudinal (X)		Sens transversal (Y)	
	Observé ou Non	Pq	Observé ou Non	Pq
1- condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Oui	0.0	Oui	0.0
3-Régularité en plan	Oui	0.0	Oui	0.0
4- Régularité en élévation	Oui	0.0	Oui	0.0
5-control de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
<b>Somme</b>		<b>0.05</b>		<b>0.05</b>

$$QX = 1 + \sum Pq = 1 + 0.05 = 1,05 ;$$

$$Qy = 1 + \sum Pq = 1 + 0.05 = 1.05.$$

Finalemment :

$$D = 2.5 \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 = 2.5 \times 1.826 \times \left(\frac{0.5}{0.765}\right)^2 \rightarrow D = 1.95$$

✦ **Calcul du poids total de la structure wt**

Du logiciel ETABS :

Display → show table (combinaison poids) → building output → Story Shears .

**Tableau V.3 :** valeur pénalités selon les caractères de qualité

Story Shears

Edit View

Story	Load	P	VX	VY	T	MX	MY
ET9	POIDS	7780.55	0.00	0.00	0.000	64811.303	-122220.476
ET9	POIDS	8655.59	0.00	0.00	-0.002	72633.409	-135787.966
ET8	POIDS	11936.70	0.00	0.00	-0.002	99527.573	-187447.212
ET8	POIDS	12811.74	0.00	0.00	-0.005	107349.333	-201014.651
ET7	POIDS	16092.84	0.00	0.00	-0.005	134243.497	-252673.896
ET7	POIDS	17111.32	0.00	0.00	-0.008	143289.680	-268496.850
ET6	POIDS	20392.42	0.00	0.00	-0.008	170183.844	-320156.096
ET6	POIDS	21410.90	0.00	0.00	-0.010	179229.874	-335979.017
ET5	POIDS	24692.00	0.00	0.00	-0.010	206124.038	-387638.262
ET5	POIDS	25710.48	0.00	0.00	-0.013	215170.106	-403461.166
ET4	POIDS	28991.59	0.00	0.00	-0.013	242064.271	-455120.412
ET4	POIDS	30172.63	0.00	0.00	-0.014	252498.460	-473499.618
ET3	POIDS	33453.73	0.00	0.00	-0.014	279392.625	-525158.863
ET3	POIDS	34634.77	0.00	0.00	-0.015	289827.104	-543538.094
ET2	POIDS	37915.88	0.00	0.00	-0.015	316721.268	-595197.339
ET2	POIDS	39278.61	0.00	0.00	-0.015	328707.383	-616433.662
ET1	POIDS	42892.64	0.00	0.00	-0.015	353753.948	-665471.207
ET1	POIDS	<b>43755.37</b>	0.00	0.00	-0.015	365740.532	-686707.625

OK

**Tableau V.4 :** valeur du poids total de la structure

**Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show table (deux combinaison EX et EY) → building output → building output → story shears.

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	VX	VY	MX	MY
	ET5	EY	Top	33.82	2761.21	25671.637	322.302
	ET5	EY	Bottom	33.82	2761.21	33811.992	417.943
	ET4	EX	Top	2837.88	36.77	415.106	32245.561
	ET4	EX	Bottom	2837.88	36.77	517.117	40526.233
	ET4	EY	Top	36.78	2981.81	33811.992	417.943
	ET4	EY	Bottom	36.78	2981.81	42563.794	521.052
	ET3	EX	Top	3010.52	39.47	517.117	40526.233
	ET3	EX	Bottom	3010.52	39.47	626.122	49267.829
	ET3	EY	Top	39.37	3154.31	42563.794	521.052
	ET3	EY	Bottom	39.37	3154.31	51786.262	630.866
	ET2	EX	Top	3147.58	41.81	626.122	49267.829
	ET2	EX	Bottom	3147.58	41.81	741.353	58359.958
	ET2	EY	Top	41.72	3287.09	51786.262	630.866
	ET2	EY	Bottom	41.72	3287.09	61351.035	746.550
	ET1	EX	Top	3219.40	43.06	741.353	58359.958
▶	ET1	EX	Bottom	3219.40	43.06	861.412	67685.335
	ET1	EY	Top	43.06	3353.86	61351.035	746.550
	ET1	EY	Bottom	43.06	3353.86	71132.378	866.835

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	VX	VY	MX	MY
	ET5	EY	Top	33.82	2761.21	25671.637	322.302
	ET5	EY	Bottom	33.82	2761.21	33811.992	417.943
	ET4	EX	Top	2837.88	36.77	415.106	32245.561
	ET4	EX	Bottom	2837.88	36.77	517.117	40526.233
	ET4	EY	Top	36.78	2981.81	33811.992	417.943
	ET4	EY	Bottom	36.78	2981.81	42563.794	521.052
	ET3	EX	Top	3010.52	39.47	517.117	40526.233
	ET3	EX	Bottom	3010.52	39.47	626.122	49267.829
	ET3	EY	Top	39.37	3154.31	42563.794	521.052
	ET3	EY	Bottom	39.37	3154.31	51786.262	630.866
	ET2	EX	Top	3147.58	41.81	626.122	49267.829
	ET2	EX	Bottom	3147.58	41.81	741.353	58359.958
	ET2	EY	Top	41.72	3287.09	51786.262	630.866
	ET2	EY	Bottom	41.72	3287.09	61351.035	746.550
	ET1	EX	Top	3219.40	43.06	741.353	58359.958
▶	ET1	EX	Bottom	3219.40	43.06	861.412	67685.335
	ET1	EY	Top	43.06	3353.86	61351.035	746.550
	ET1	EY	Bottom	43.06	3353.86	71132.378	866.835

**Tableau V.5:** la résultante des forces sismiques

**Application numérique**

$$W \text{ (poids totaux de la structure)} = 43755.37 \text{ KN. } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.95 \times 1.05}{3.5} \times 43755.37 \rightarrow V_x = 3839.53 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.95 \times 1.05}{3.5} \times 43755.37 \rightarrow V_y = 3839.53 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 3219.4 > 0,8V_x = 0,8 \times 3839.53 = 3071.624 \text{ kn} ;$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 3353.86 > 0,8V_y = 0,8 \times 3839.53 = 3071.624 \text{ kn.}$$

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

**V.6 Déplacements relatifs :**

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (Art 4-43)** :  $\Delta K = R \delta k$

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à :  $\Delta K = \delta k - \delta k-1$

Plancher	Diaphragme	$U_x$	$\delta k - \delta k-1$	$h_e$	$1\%h_e$	Observation
<b>TERRASSE</b>	D10	0.0128	0.0015	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET9</b>	D9	0.0113	0.0016	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET8</b>	D8	0.0097	0.0016	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET7</b>	D7	0.0081	0.0016	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET6</b>	D6	0.0065	0.0015	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET5</b>	D5	0.005	0.0015	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET4</b>	D4	0.0035	0.0013	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET3</b>	D3	0.0022	0.001	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET2</b>	D2	0.0012	0.0008	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>ET1</b>	D1	0.0004	0.0004	3,06	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau V.6:** les déplacements selon Ex

Plancher	Diaphragme	Uy	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h <sub>e</sub>	1%h <sub>e</sub>	Observation
TERRASSE	D10	0.0117	0.0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET9	D9	0.0103	0.0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET8	D8	0.0089	0.0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET7	D7	0.0075	0.0015	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET6	D6	0.006	0.0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET5	D5	0.0046	0.0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET4	D4	0.0032	0.0012	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET3	D3	0.002	0.001	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET2	D2	0.001	0.0007	3,06	0,0306	Condition vérifiée
ET1	D1	0.0003	0.0003	3,06	0,0306	Condition vérifiée

Tableau V.7: les déplacements selon Ey

**V.7 Justification vis-à-vis de l’effet P-Delta :**

D’après le *RPA 99 /version 2003 (article 4.9)*, L’effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L’effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P<sub>k</sub> : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V<sub>k</sub> : Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

h<sub>k</sub> : Hauteur de l’étage « k ».

Δ<sub>k</sub>: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**Suivant Ex :**

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k_x$ (m)	Hk	$V_{kx}$ (m)	$\theta_{kx}$
Etage 9	4513.01	0.0015	3,06	448.56	0.004931915
Etage 8	4167.87	0.0016	3,06	757.89	0.002875455
Etage7	4167.88	0.0016	3,06	993.33	0.002193917
Etagr6	4311.31	0.0016	3,06	1200.47	0.001877831
Etage5	4311.32	0.0015	3,06	1375.85	0.001536063
Etage4	4311.31	0.0015	3,06	1523.41	0.001387274
Etage3	4473.88	0.0013	3,06	1645.42	0.001155126
Etage2	4473.87	0.001	3,06	1744.27	0.000838201
Etage1	4693.82	0.0008	3,06	1834.52	0.000668917
RDC	4527.02	0.0004	4,08	1889.15	0.000313245

**Tableau V.8 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.**

**Suivant  $E_y$  :**

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k_x$ (m)	Hk	$V_{kx}$ (m)	$\theta_{kx}$
Etage 9	4513.01	0.0014	3,06	448.56	0.00460312
Etage 8	4167.87	0.0014	3,06	757.89	0.00251602
Etage7	4167.88	0.0014	3,06	993.33	0.00191968
Etagr6	4311.31	0.0015	3,06	1200.47	0.00176047
Etage5	4311.32	0.0014	3,06	1375.85	0.00143366
Etage4	4311.31	0.0014	3,06	1523.41	0.00129479
Etage3	4473.88	0.0012	3,06	1645.42	0.00106627
Etage2	4473.87	0.001	3,06	1744.27	0.0008382
Etage1	4693.82	0.0007	3,06	1834.52	0.0005853
RDC	4527.02	0.0003	4,08	1889.15	0.00023493

**Tableau V.9: Vérification L'effet P-Delta suivant  $E_y$ .**

**Conclusion :**

Après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrillages de ces éléments porteurs.

**V.8 Justification vis-à-vis de contreventement**

L’objet de cette classification se traduit par l’attribution d’une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

➤ **Forces horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

• **Selon X-X**

1. **Voiles et portiques :**

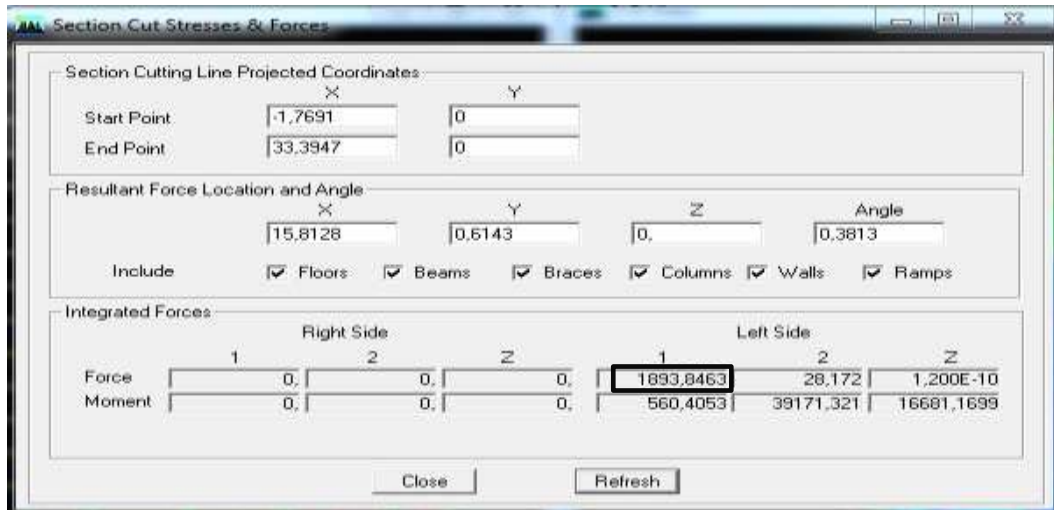


Figure V.4 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex

2. **Voile uniquement :**

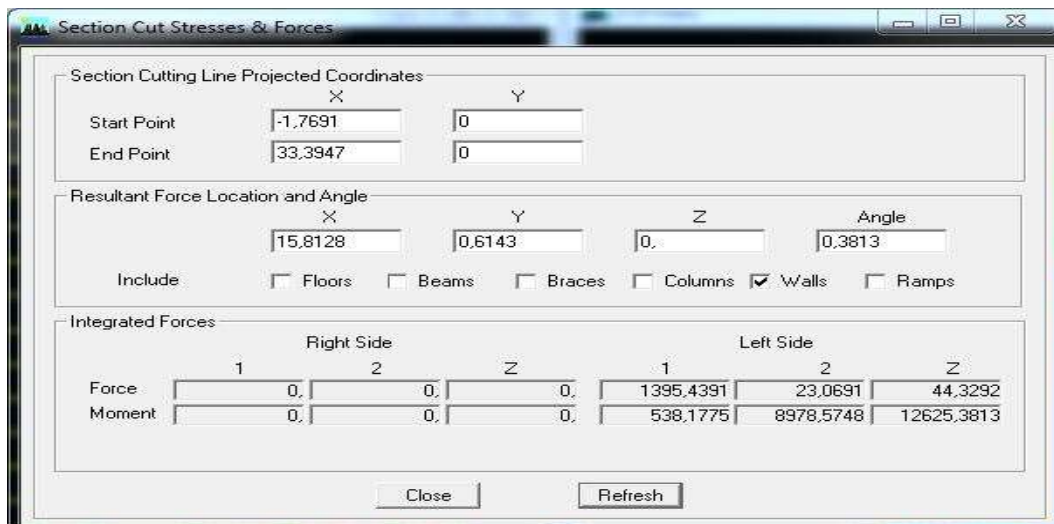


Figure V.5 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % Portiques
Ex	1893,83	1535,43	81,08	18,92

- **Selon Y-Y**  
 1. **Voiles et portiques :**

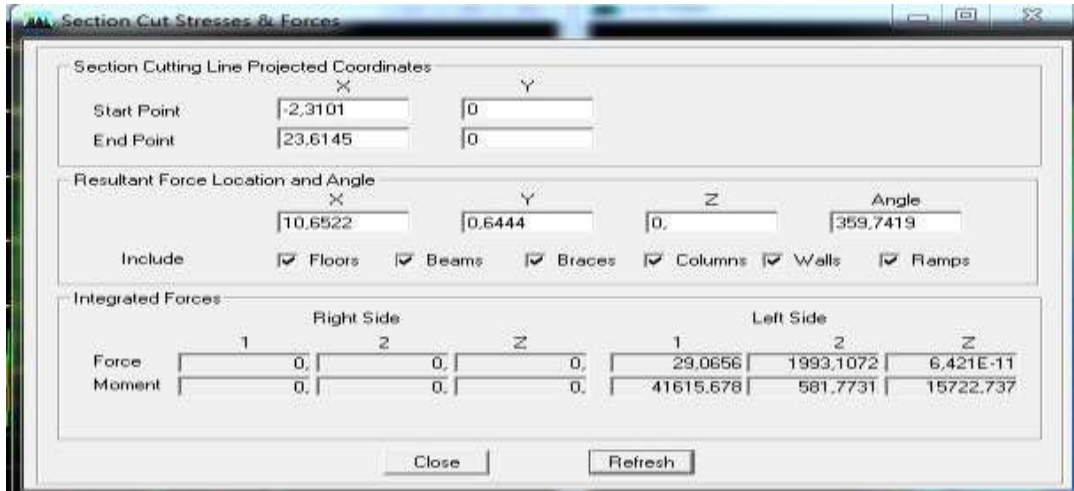


Figure V.6 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

- 2. **Voile uniquement :**

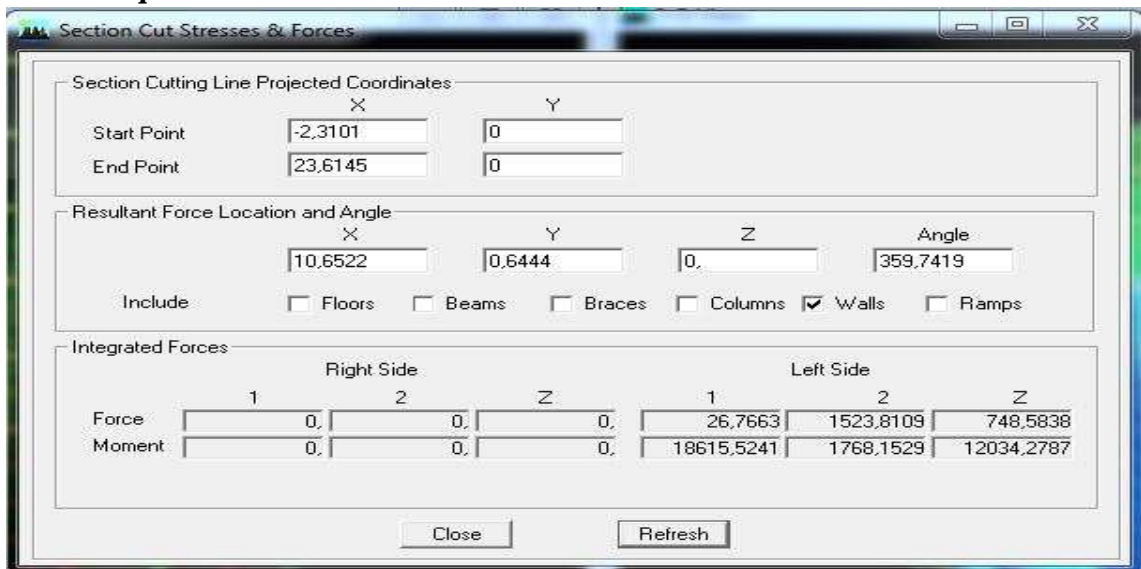


Figure V.7 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % Portiques
Ey	1993,1	1523,81	76,45	23,55



# Chapitre VI

Ferrailage des  
poteaux

## VI Poteaux

### VI.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort  $N$  et à un moment fléchissant  $M$ , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7), ils sont donc calculés en flexion composée.

### VI.2 Recommandations du RPA :

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.</li> <li>➤ Le diamètre minimal est de <b>12 mm</b>.</li> <li>➤ La longueur minimale de recouvrement est de <b>40Φ<sub>L</sub></b> (zone II<sub>a</sub>).</li> <li>➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser <b>25 cm en zone II<sub>a</sub></b>.</li> <li>➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.</li> </ul>			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage minimal d'aciers est de <b>0,8%</b> de la section du béton ( <b>0,8% bh</b> )		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm <sup>2</sup> )	4% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
<b>Poteaux 50*50</b>	<b>20</b>	<b>100</b>	<b>150</b>
<b>Poteaux 45*45</b>	<b>16,2</b>	<b>81</b>	<b>121,5</b>
<b>Poteaux 40*40</b>	<b>12,8</b>	<b>64</b>	<b>96</b>
<b>Poteaux 35*35</b>	<b>9,8</b>	<b>49</b>	<b>73,5</b>

**Tableau VI.1 : les recommandations du RPA.**

### VI.3 Hypothèses de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$$

$$G+Q\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.}$$

$$0,8G\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.}$$

**VI.4 Calcul de ferrailage (courant et accidentelle) :**

Section	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	Choix armatures	A <sub>adoptée</sub>	A <sub>min</sub>
50*50	ELU	1836,91	-3,805	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00	12HA16	24.11cm <sup>2</sup>	20
	0,8G + Ey	-643,66	2,64	0,02	0,48	SET	9,42	9,09			
	G + Q + Ey	934,04	45,015	0,02	0,48	SEC	0,00	0,00			
45*45	ELU	1420,48	3,161	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	12HA14	18.46cm <sup>2</sup>	16,2
	0,8G + Ey	-355,69	2,17	0,02	0,43	SET	4,67	4,98			
	G + Q + Ey	714,58	50,991	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00			
40*40	ELU	1410,91	-3,007	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	12HA12	13.56cm <sup>2</sup>	12,8
	0,8G + Ey	-121,71	1,555	0,02	0,38	SET	1,63	1,87			
	G + Q + Ex	406,18	5,419	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00			
35*35	ELU	510,81	8,298	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00	8HA12	9.04cm <sup>2</sup>	9,8
	0,8G + Ey	-24,03	1,552	0,02	0,33	SET	0,2	0,49			
	G + Q + Ex	105,55	41,293	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00			

**Tableau VI-2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.**

**VI.5 Vérifications à l'ELU :**

**VI.5.1 Les armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \qquad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par 03 cadres en Ø8 pour les 3 premières zones ( $A_t = 3,01 \text{ cm}^2$ ) et deux cadre pour la 4ème zone ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

- **Espacement des armatures transversales :**

<i>Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)</i>
$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \quad S_t \leq \min\{15 * 1,2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm.}}$
<i>Selon le RPA 99 version 2003(Art 7.4.2.2)</i>
<b>En zone courante (pour zone IIa) :</b> $S_t \leq \{15\phi_1^{\min}\} = \{15 * 1,2\} = 18\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit: } S_t = \mathbf{15\text{cm.}}$
<b>En zone nodal (pour zone IIa) :</b> $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_1^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1,2\} = \min\{15 ; 12\} = 12\text{cm}$ Soit: $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$

**1) Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si  $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$ ..... $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t . b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes

**Avec  $b_1$  :** Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Élancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.  $l_f = 0,7 l_0$

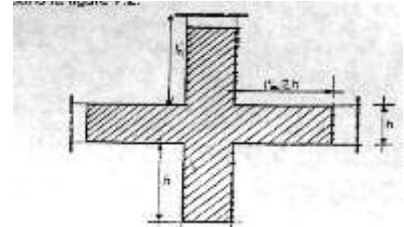
Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{\min}$	$A_{adopte}$	Observation
50*50	3,06	2,142	4,284	2,0088	2,01	Condition vérifiée
45*45	3,06	2,142	4,76	1,92	2,01	Condition vérifiée
40*40	3,06	2,142	5,355	1,8	2,01	Condition vérifiée
35*35	3,06	2,142	6,12	1,575	2,01	Condition vérifiée

**Tableau VI.3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.**

1. 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.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	<b>h</b>	<b>h'</b>
<b>Poteau (50*50)</b>	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60\text{cm}$
<b>Poteau (45*45)</b>	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60\text{ cm}$
<b>Poteau (40*40)</b>	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$
<b>Poteau (35*35)</b>	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{cm}$

Tableau VI.4 : Détermination de la zone nodale.

2. La longueur minimale des recouvrements est de :

Pour la zone II<sub>a</sub> :  $L_r = 40\Phi$

<b>Ø20</b>	<b>Ø16</b>	<b>Ø14</b>	<b>Ø12</b>
$L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :  $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$

$\lambda_g < 5 \quad \rho_b = 0,04 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa.}$

Poteau	h <sub>e</sub>	b=h	λ <sub>g</sub>	d	T <sub>u</sub>	τ <sub>b</sub> = $\frac{T_u}{bd}$	τ̄ <sub>bu</sub>
50*50	3,06	0,50	4,284	0,475	41,8	0,176	1
45*45	3,06	0,45	4,76	0,425	23,06	0,1205752	1
40*40	3,06	0,4	5,355	0,375	25,10	0,1673333	1,875
35*35	3,06	0,35	6,12	0,325	25,72	0,2261099	1,875

Tableau V.5: Vérification des contraintes tangentielles.

**VI.6 Vérifications à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ<sub>bc</sub> et dans les aciers σ<sub>st</sub> sont au plus égales aux contraintes admissibles σ̄<sub>bc</sub> et σ̄<sub>st</sub>.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

Poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ <sub>bss</sub>	σ <sub>sss</sub>	σ <sub>bsi</sub>	σ <sub>bsi</sub>	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
50*50	N <sub>min</sub> =497	M <sub>cor</sub> =1,935	1,86	27.8	1.71	25.8	CV
	N <sub>max</sub> = 1336.28	M <sub>cor</sub> =2.635	4.9	73.4	4,7	70.7	CV
	N <sub>cor</sub> =650.27	M <sub>max</sub> =27.848	3,39	49.2	1,29	20.9	CV
45*45	N <sub>min</sub> =242.08	M <sub>cor</sub> =2.588	1,2	17.7	0.93	14.2	CV
	N <sub>max</sub> = 1033.98	M <sub>cor</sub> =2.296	4.66	69.8	4.43	66.7	CV
	N <sub>cor</sub> =497.87	M <sub>max</sub> =24.386	3,43	49.4	0.95	16.3	CV
40*40	N <sub>min</sub> =112.23	M <sub>cor</sub> =3.683	1,4	20	0.31	5.6	CV
	N <sub>max</sub> = 758.54	M <sub>cor</sub> =4.172	6.55	96.9	5.07	77.4	CV
	N <sub>cor</sub> =280.16	M <sub>max</sub> =24.494	3.91	55.6	0.71	13.7	CV
35*35	N <sub>min</sub> =14.4	M <sub>cor</sub> =5.707	0.43	5.32	0	-7.73	CV
	N <sub>max</sub> = 372.27	M <sub>cor</sub> =6.034	3.11	45.4	1.94	30.4	CV
	N <sub>cor</sub> =69.56	M <sub>max</sub> =25.95	3.65	45.1	0	-70.5	CV

Tableau V.6 : Vérification des contraintes a ELS.

**Conclusion :** Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

# Chapitre VII

## Ferraillage des poutres

**VII Poutres**

**VII.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des plancher vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extrait à partir de logiciel **ETABS (V9.6)**, ils sont donc calculés en flexion simple.

**VII.2 Recommandations du RPA :**

<b>Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Le diamètre minimal est de <b>12mm</b>.</li> <li>➤ La longueur minimale de recouvrement est de <math>40\phi</math> en zone II<sub>a</sub>.</li> <li>➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.</li> <li>➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.</li> </ul>			
<b>Pourcentage total maximum</b>	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{max}=4\% b h$ en zone courante. $A_{max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
<b>Pourcentage total minimum :</b>	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{min} = 0,5\% b h$		
<b>Résultats</b>			
<b>Section</b>	<b>0,5% b h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4% b h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>6% b h (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Poutre principale 30*45</b>	<b>6.75</b>	<b>54</b>	<b>81</b>
<b>Poutre secondaire 25*35</b>	<b>4.375</b>	<b>35</b>	<b>52.5</b>
<b>Poutre palière 25*35</b>	<b>4.375</b>	<b>35</b>	<b>52.5</b>
<b>Poutre de chaînage 20*25</b>	<b>2.5</b>	<b>20</b>	<b>30</b>

**Tableau VII.1 : Les recommandations du RPA.**

**VII.3 Hypothèse de calcul :**

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

**Les combinaisons considérées pour les calculs sont :**

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E →RPA99 révisée 2003

**VII.4 Calcul de ferrailage :**

✓ Calcul des armatures longitudinales (courant et accidentelle) :

Les résultats de ferrailage à L'ELU se résument dans le tableau suivant

		M	d	$\mu$	obs	B	At (cm <sup>2</sup> )	Amin	Choix armatures	Aadp
<b>Poutre principale 30*45</b>	En travée	47.76	0,425	0.0405	SSA	0.979	2.87	6.75	3HA14	<b>4.61</b>
	À l'appui	97.891	0,425	0.1272	SSA	0,932	6.18	6.75	3HA14+2HA12	<b>6.87</b>
<b>Poutre secondaire 25*35</b>	En travée	52.14	0.325	0.0908	SSA	0,952	4.21	4.375	3HA14	<b>4.61</b>
	À l'appui	58.55	0,325	0.1561	SSA	0,915	4.92	4.375	3HA14+2HA12	<b>6.87</b>
<b>Poutre paliere 25*35</b>	En travée	25.23	0,325	0.0439	SSA	0,978	1.99	4,375	3HA12	<b>3.39</b>
	À l'appui	12.04	0,325	0.0321	SSA	0,992	0.93	4,375	3HA12	<b>3.39</b>
<b>Poutre de chaînage 20*25</b>	En travée	3.332	0.225	0.0151	SSA	0.992	0.37	2.5	3HA12	<b>3.39</b>
	A l'appui	4.964	0.225	0.0345	SSA	0.982	0.56	2.5	3HA12	<b>3.39</b>

**Tableau VI.2 : Résultats de ferrailage des poutres à LELU.**

✓ Calcul des armatures transversales :

➤ Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

**1. Poutres principales 30× 45 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right) \qquad \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2\right) = (1,28 ; 3 ; 1,2) = 1.2\text{cm.}$$

**Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$**

▪ La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2.01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : **At=4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>.**

**2. Secondaires 25\*35 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 1,2\right) = (1 ; 2.5 ; 1,2) = 1\text{cm.}$$

**Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$**

▪ **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t=4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**3. Poutre palière :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 1,2\right) = (1; 2,5; 1,2) = 1 \text{ cm.}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t=4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**4. Poutres de chaînage :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}; \frac{20}{10}; 1,2\right) = (0,71; 2; 1,2) = 0,71 \text{ cm.}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ . (Puisque  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  est le diamètre minimum)

▪ **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t=4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement des armatures transversales :**

<i>Selon le RPA 2003 : <math>S_t &lt; \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})</math></i>		
<b><i>pp</i></b>	$S_t < (0,9 \times 42,5; 40 \text{ cm}) = (38,25; 40 \text{ cm}) = 38,25 \text{ cm}$	<b><math>S_t = 15 \text{ cm}</math></b>
<b><i>ps</i></b>	$S_t < (0,9 \times 27,5; 40 \text{ cm}) = (24,75; 40 \text{ cm}) = 24,75 \text{ cm}$	<b><math>S_t = 15 \text{ cm}</math></b>
<b><i>ppa</i></b>	$S_t < (0,9 \times 27,5; 40 \text{ cm}) = (24,75; 40 \text{ cm}) = 24,75 \text{ cm}$	<b><math>S_t = 15 \text{ cm}</math></b>
<b><i>pc</i></b>	$S_t < (0,9 \times 22,5; 40 \text{ cm}) = ((20,25; 40 \text{ cm})) = 20,25 \text{ cm}$	<b><math>S_t = 15 \text{ cm}</math></b>

<i>D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)</i>		
<u>Zone nodale :</u>	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right)$	
<i>pp</i>	$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2\right) =$ $(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$	$S_t = 10\text{cm}$
<i>ps</i>	$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right) =$ $(7.5; 14.4) = 7.5 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
<i>ppa</i>	$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right) = (7.5; 14.4) =$ $7.5 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
<i>pc</i>	$S_t \leq \min\left(\frac{25}{4}; 12 \times 1,2\right) =$ $(6.25; 14.4) = 6.25 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
<u>Zone courante :</u>	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
<i>pp</i>	$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$
<i>ps</i>	$S_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$
<i>ppa</i>	$S_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$
<i>pc</i>	$S_t \leq \frac{25}{2} = 12.5\text{cm}$	$S_t = 12\text{cm}$

➤ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- *Poutre principale* :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$
- *Poutre secondaire* :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2$
- *Poutre palière* :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2$
- *Poutre de chaînage* :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{cm}^2$

➤ Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière	Poutre de chaînage
L'=2 x45= 90 cm	L'=2 x35 = 70 cm	L'=2 x35 = 70 cm	L'=2x25=50cm

➤ Vérifications à L'ELU :

- Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

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

	$A_{\min}$	Observation
<b>Poutres principales</b>	$\frac{0,23 \times 30 \times 42,5 \times 2,1}{400} = 1,54 \text{ cm}^2$	$A_{\text{adoptée}}=2.01 \geq A_{\min}$ <b>Condition vérifiée.</b>
<b>Poutres secondaire</b>	$\frac{0,23 \times 25 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$	
<b>Poutre palière</b>	$\frac{0,23 \times 25 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$	
<b>Poutre de chaînage</b>	$\frac{0,23 \times 20 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 0,54 \text{ cm}^2$	$A_{\text{adoptée}}=2.01 \geq A_{\min}$ <b>Condition vérifiée.</b>

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
<b>Fissurations peu nuisibles.</b>	$\bar{\tau}_u = \text{Min}\{3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\}$		<b>=3,33MPa</b>
/	$T_{\max}$	$\tau_u$	<b>Observation</b>
<b>Poutre principales</b>	100.93KN	0.791MPa	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	41.51KN	0.510MPa	Condition vérifiée
<b>Poutre palière</b>	30.53KN	0.375MPa	Condition vérifiée
<b>Poutre de chaînage</b>	4.55KN	0.101MPa	Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):

$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$ Avec : $a=0,9*d$			
	$T_{max}$	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$	Observation
Poutre principales	100.93KN	765.153KN	Condition vérifiée.
Poutre secondaire	41.51KN	487.597KN	Condition vérifiée.
Poutre palière	30.53KN	487.597KN	Condition vérifiée
Poutre de chaînage	4.55KN	270.054KN	Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :

$A_s > (T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$				
Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
<i>Pp</i>	100.93KN	97.89KN.m	-445.6	Condition vérifiée
<i>ps</i>	41.51KN	58.55KN.m	-456.15	Condition vérifiée
<i>Ppa</i>	30.53KN	12.04KN.m	-30.568	Condition vérifiée
<i>pc</i>	4.55KN	4.964KN.m	-57.395	Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3/BAEL99)

		Ferraillage	$\sum U_{i=n} \times \pi \times \phi$	$V_u^{max}$	$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$	$\tau_{se.adm} = \psi_s \times f_{t28}$	Obc
P-P	En travée	3HA14	131.88	100.93KN	2	3.15	C.V
	En appuis	3HA14 + 2HA12	207.24		1.27		
P-S	En travée	3HA14	131.88	41.51KN	1.076	3.15	C.V
	En appuis	3HA14 + 2HA12	207.24		1.076		
P-pa	En travée	3HA12	113.04	30.53KN	0.923	3.15	C.V
	En appuis	3HA12	113.04		0.923		
p-ch	En travée	3HA12	113.04	4.55KN	1.987	3.15	C.V
	En appui	3HA12	113.04		1.987		

- Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

- Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 49.29 \text{cm}$                       soit :  $L_s = 50 \text{cm}$ .
- Pour  $\phi 12$  :  $L_s = 42.25 \text{cm}$                       soit :  $L_s = 45 \text{cm}$ .

Le règlement BAEL99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à  $0.4L_s$   
 ⇒ Pour  $\phi 14$  :  $L_c = 18 \text{cm}$ .

⇒ Pour  $\phi 12$  :  $L_c = 20 \text{cm}$ .

➤ Vérifications à L'ELS :

- État limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- État limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Poutre		$M_{smax}$	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma S$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc adm}$	Obs
Principale 30*45	En travée	33.227	4.61	0.362	0,906	38.19	187.185	4.9	15	Vérifiée
	A l'appui	71.016	6.87	0.538	0,890	30.45	273.287	8.97	15	Vérifiée
Secondaire 25*35	En travée	22.936	4.61	0.567	0.888	29.64	172.596	5.82	15	Vérifiée
	A l'appui	25.278	6.87	0.785	0,872	24.06	121.426	5.04	15	Vérifiée
Palière 25*35	En travée	4.91	3.39	0.417	0.901	35.50	49.462	1.39	15	Vérifiée
	A l'appui	8.829	3.39	0.417	0,901	35.50	88.941	2.50	15	Vérifiée
Chainage 20*25	En travée	1.227	3.39	0.753	0.874	24.68	18.405	0.745	15	Vérifiée
	A l'appui	1.156	3.39	0.753	0.874	24.68	17.340	0.702	15	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à ELS.

# Chapitre VIII

Ferraillage des Voiles

**VIII Ferraillage des Voiles :**

**VIII.1 Introduction :**

Le RPA/99/version 2003 (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est un élément structural de contreventement, le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

**VIII.2 Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

***Recommandation du RPA 99 version 2003***

**VIII.2.1 Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- ✦ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ✦ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ✦ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✦ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- ✦ À chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**VIII.2.2 Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- ✦ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- ✦ La section de ces armatures est :  
$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.}$$
- ✦ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- ✦ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**VIII.2.3 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/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**VIII.2.4 Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ( e = 20 cm )

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de 1/( 10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

➤ **Longueur de recouvrement :** (Art :7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖  $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Armatures de coutures**

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

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.

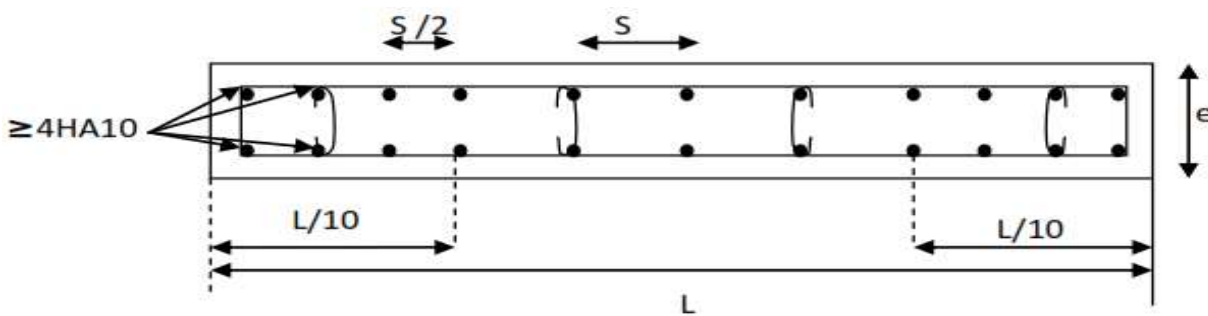


Figure VIII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**I.3 la méthode de calcul :**

VIII.3.1 Calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M}{N}$

➤ **Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N, M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

- $B$  : Section de béton
- $I$  : Moment d'inertie du voile
- $V, V'$  : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$
- $M$  et  $N$  sont déterminés à partir du logiciel.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

➤ **Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + Nu \left( \frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec :  $g = e_u + \frac{h}{2} - c$  si  $N_u$  est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$  Si  $N_u$  est un effort de traction

**VIII.3.2 Ferraillage du voile :**

➤ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : 1,15 situation accidentelle ;  $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s}$$

Avec :  $A_V$  : section des armatures tendue du voile.

**VIII.3.3 Vérification a ELU :**

➤ **Section minimale d'armature :**

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99}) \\ A_{min} \geq 0,002B \quad (\text{Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003}) \end{array} \right.$$

➤ **Exigences du RPA 99 (version 2003)**

▪ **Zone tendue :**

On doit vérifier  $A_{total\ tendu} \geq 0,2\%B \times lt$  (Art 7.7.4.1/ RPA 99 version 2003)

Avec :

**B** : la section de voile

**Lt** : la longueur de la zone tendue.

**Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \quad (\text{Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003})$$

▪ **Zone courante :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ courante} \geq 0,10\%Lc \times b \quad (\text{Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003})$$

Avec :

$LC = L - 2L/10$  : La longueur de la zone courante

$B$  : la largeur de voile.

➤ **Les vérifications :**

▪ **Vérification à l'ELS :**  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

**Avec :**

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée.

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :  $V = 1,4 \times T$

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).**

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : contrainte de cisaillement admissible

VOILES 3.55m

<i>S</i>	<i>I</i>	<i>Y</i>
0.71	0.74564792	1.775

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	<i>COMB</i>	$\sigma_1$	$\sigma_2$	<i>L<sub>t</sub></i>	<i>N<sub>t</sub></i>	<i>A<sub>s</sub></i>	<i>A<sub>ji</sub></i>	<i>A<sub>s</sub></i>	<i>A<sub>v</sub>/2</i>	<i>A<sub>min</sub></i>	<i>A<sub>v</sub></i>	<i>A<sub>s</sub>/ml</i>	<i>A<sub>adp</sub></i>	<i>A<sub>vadp</sub></i>	<i>A<sub>h</sub> cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>t</sub> / ml</i>	<i>Nodale</i>	<i>Courante</i>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						<i>rb</i>	<i>Observation</i>	<i>tu</i>	<i>Observation</i>	<i>abc</i>	<i>Observation</i>	
<b>Zone I</b>	-1566.95	77.918	14.66	GQEX	2021.49	2392.45	1.92	460.35	11.51	60.33	71.84	35.92	21.42	18.67	8 HA 20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.740	Condition vérifiée	0.529	Condition vérifiée	8.302	Condition vérifiée	
	-542.61	896.178	407.88	08GEX	1369.09	2897.57	2.41	698.57	17.46	20.89	38.35	19.18	21.42	7.95														
	-1337.06	1734.301	337.82	GQMEY	2245.29	6011.65	2.58	1553.81	38.85	51.48	90.32	45.16	21.42	17.47														
<b>Zone II</b>	-1358.46	66.909	33.47	ELU	1754.05	2072.60	1.92	398.51	9.96	52.30	62.26	31.13	21.42	16.19	8 HA20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.685	Condition vérifiée	0.489	Condition vérifiée	3.598	Condition vérifiée	
	-451.5	495.453	297.06	08GEX MAX	543.50	1815.33	2.73	495.96	12.40	17.38	29.78	14.89	21.42	6.03														
	-1181.61	1194.22	312.63	GQMEX MIN	1178.58	4507.06	2.81	1268.34	31.71	45.49	77.20	38.60	21.42	13.72														
<b>Zone III</b>	-1119.15	55.693	40.99	ELU	1443.69	1708.84	1.92	328.83	8.22	43.09	51.31	25.65	21.42	13.33	8 HA 16	16.07	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.497	Condition vérifiée	0.355	Condition vérifiée	4.629	Condition vérifiée	
	-277.52	155.103	159.66	08GEX MAX	21.65	760.09	3.45	262.36	6.56	10.68	17.24	8.62	21.42	6.03														
	-981.12	697.232	226.64	GQMEX MIN	277.89	3041.61	3.25	989.38	24.73	37.77	62.51	31.25	21.42	9.61														
<b>Zone IV</b>	-623.41	35.029	46.55	ELU	794.66	961.43	1.94	186.86	4.67	24.00	28.67	14.34	21.42	7.38	8HA 14	12.31	5 HA 12	6.65	5 ep HA 8	10	15	0.219	Condition vérifiée	0.156	Condition vérifiée	2.529	Condition vérifiée	
	-22.25	8.643	103.23	08GEY MAX	10.76	51.91	2.94	15.26	0.38	0.86	1.24	0.62	21.42	6.03														
	-426.69	230.379	97.12	GQMEX MIN	52.56	1149.38	3.39	390.19	9.75	16.43	26.18	13.09	21.42	6.03														

Tableau VIII.1 : ferraillage des voiles (VL1, VL2)

VOILES 2.05m

<i>S</i>	<i>I</i>	<i>Y</i>
0.41	0.14358542	1.025

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	<i>COMB</i>	$\sigma_1$	$\sigma_2$	<i>L<sub>t</sub></i>	<i>N<sub>t</sub></i>	<i>A<sub>s</sub></i>	<i>A<sub>ji</sub></i>	<i>A<sub>s</sub></i>	<i>A<sub>v</sub> / 2</i>	<i>A<sub>min</sub></i>	<i>A<sub>v</sub></i>	<i>A<sub>s</sub> / ml</i>	<i>A<sub>adp</sub></i>	<i>A<sub>vadp</sub></i>	<i>A<sub>h</sub> cm<sup>2</sup></i>		<i>A<sub>t</sub> / ml</i>		<i>Nodale</i>	<i>Courante</i>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																									<i>τ<sub>b</sub></i>	<i>Observation</i>	<i>τ<sub>u</sub></i>	<i>Observation</i>	<i>σ<sub>bc</sub></i>
Zone I	-			GQEX	1717.82	5227.45	1.54	806.57	20.16	54.82	74.98	37.49	12.37	24.30	8 HA 20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	1.060	Condition vérifiée	0.757	Condition vérifiée	7.549	Condition vérifiée		
	1423.78	245.82	241.239	08GEX	2264.26	1008.65	0.63	63.72	1.59	9.91	11.50	5.75	12.37	9.10															
	-257.4	229.24	236.086	GQMEY	643.81	2823.37	1.67	471.32	11.78	27.36	39.15	19.57	12.37	11.73															
Zone II	-			ELU	1478.82	4947.62	1.58	780.86	19.52	50.72	70.24	35.12	12.37	22.25	22.25	8 HA20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.708	Condition vérifiée	0.505	Condition vérifiée	3.493	Condition vérifiée	
	1317.42	242.96	186.509	08GEX	1793.79	1368.04	0.89	121.34	3.03	3.36	6.39	3.20	12.37	6.03															
	-87.28	221.46	178.651	GQMEX	1478.82	4947.62	1.58	780.86	19.52	50.72	70.24	35.12	12.37	22.25															
Zone III	-			ELU	567.88	3417.04	1.76	600.67	15.02	31.45	46.47	23.23	12.37	13.22	13.22	8 HA 16	16.07	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.490	Condition vérifiée	0.350	Condition vérifiée	3.383	Condition vérifiée	
	-816.91	199.56	129.225	08GEX	1158.46	1391.88	1.12	155.72	3.89	1.84	5.74	2.87	12.37	6.03															
	-47.85	178.63	121.113	GQMEX	567.88	3417.04	1.76	600.67	15.02	31.45	46.47	23.23	12.37	13.22															
Zone IV	-			ELU	708.37	1574.85	1.41	222.68	5.57	18.02	23.59	11.79	12.37	8.34	8.34	8HA 14	12.31	5 HA 12	6.65	5 ep HA 8	10	15	0.219	Condition vérifiée	0.156	Condition vérifiée	2.529	Condition vérifiée	
	-468.06	60.69	21.888	08GEY	13.77	161.25	1.89	30.46	0.76	1.38	2.14	1.07	12.37	6.03															
	-35.88	10.33	8.755	GQMEX	4.44	1218.29	2.04	248.84	6.22	9.65	15.87	7.94	12.37	6.03															
	-250.66	85.02	57.607																										

Tableau VIII.2: ferraillage des voiles (VL3, VL4, VL5)

VOILES 3.95m

<i>S</i>	<i>I</i>	<i>Y</i>
0.79	1.02716458	1.975

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions								
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	<i>COMB</i>	$\sigma_1$	$\sigma_2$	<i>Lt</i>	<i>Nt</i>	<i>As</i>	<i>A<sub>ji</sub></i>	<i>As</i>	<i>Av / 2</i>	<i>A<sub>min</sub></i>	<i>Av</i>	<i>A<sub>adp</sub></i>	<i>Av<sub>adp</sub></i>	<i>A<sub>h</sub> cm<sup>2</sup></i>		<i>A<sub>t</sub> / ml</i>		<i>Nodale</i>	<i>Courante</i>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																	<i>As / ml</i>	<i>A<sub>h</sub></i>	<i>A<sub>t</sub></i>	<i>τ<sub>b</sub></i>			<i>Observation</i>	<i>τ<sub>u</sub></i>	<i>Observation</i>	<i>σ<sub>bc</sub></i>	<i>Observation</i>		
Zone I	-1560.36	42.658	24.55	GQEX	1893.12	2057.16	2.06	423.16	10.58	60.07	70.65	35.33	23.84	17.17	17.17	8 HA 20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.697	Condition vérifiée	0.498	Condition vérifiée	8.265	Condition vérifiée	
	-529.02	841.696	370.81	08GEX	948.74	2288.03	2.79	638.87	15.97	20.37	36.34	18.17	23.84	6.51															
	-1334.51	1590.777	353.76	GQMEY	1369.44	4747.95	3.07	1455.60	36.39	51.38	87.77	43.88	23.84	14.31															
Zone II	-1346.62	70.966	37.29	ELU	1568.13	1841.03	2.13	392.71	9.82	51.84	61.66	30.83	23.84	14.45	14.45	8 HA16	16.07	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.684	Condition vérifiée	0.488	Condition vérifiée	5.568	Condition vérifiée	
	-442.16	465.662	246.82	08GEX MAX	335.66	1455.06	3.21	467.01	11.68	17.02	28.70	14.35	23.84	6.03															
	-1175.07	1105.493	347.13	GQMEX MIN	638.18	3613.04	3.36	1212.91	30.32	45.24	75.56	37.78	23.84	11.25															
Zone III	-1115.39	81.423	48.38	ELU	1255.33	1568.44	2.19	344.12	8.60	42.94	51.55	25.77	23.84	11.75	11.75	8 HA 14	12.3	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.546	Condition vérifiée	0.390	Condition vérifiée	6.020	Condition vérifiée	
	-273.16	153.105	110.07	08GEX MAX	51.39	640.16	3.66	234.07	5.85	10.52	16.37	8.18	23.84	6.03															
	-980.33	656.365	277.5	GQMEX MIN	21.11	2502.96	3.92	980.40	24.51	37.74	62.25	31.13	23.84	7.95															
Zone IV	-581.34	19.039	74.61	ELU	699.27	772.48	2.07	160.15	4.00	22.38	26.39	13.19	23.84	6.36	6.36	8HA 12	9.04	5 HA 12	6.65	4 ep HA 8	10	15	0.325	Condition vérifiée	0.232	Condition vérifiée	4.262	Condition vérifiée	
	-41.56	49.897	25.08	08GEY MAX	43.33	148.55	3.06	45.43	1.14	1.60	2.74	1.37	23.84	6.03															
	-521.66	116.868	165	GQMEX MIN	435.62	885.04	2.65	234.28	5.86	20.08	25.94	12.97	23.84	6.03															

Tableau VIII.3: ferraillage des voiles (VT1, VT2)

VOILES 4.05m

S	I	Y
0.81	1.10716875	2.025

	Solicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_1$	$\sigma_2$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>		At / ml		Nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation			$\sigma_{bc}$	Observation				
Zone I	-1566.95	77.918	14.66	GQEX	1791.99	2077.02	2.17	451.58	11.29	60.33	71.62	35.81	24.44	16.47	16.47	8 HA 20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.64	Condition vérifiée	0.463	Condition vérifiée	8.299	Condition vérifiée	
	-542.61	896.178	407.88	08GEX	969.21	2308.99	2.85	658.66	16.47	20.89	37.36	18.68	24.44	6.55									0.64	Condition vérifiée	0.463	Condition vérifiée	8.299	Condition vérifiée	
	-1337.06	1734.301	337.82	GQMEY	1521.33	4822.71	3.08	1484.81	37.12	51.48	88.60	44.30	24.44	14.39															
Zone II	-1358.46	66.909	33.47	ELU	1554.74	1799.49	2.17	390.99	9.77	52.30	62.08	31.04	24.44	14.28	14.28	8 HA16	16.07	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.60	Condition vérifiée	0.429	Condition vérifiée	5.617	Condition vérifiée	
	-451.5	495.453	297.06	08GEX MAX	348.77	1463.59	3.27	478.68	11.97	17.38	29.35	14.67	24.44	6.03															
	-1181.61	1194.22	312.63	GQMEX MIN	725.44	3642.99	3.38	1230.40	30.76	45.49	76.25	38.13	24.44	11.29															
Zone III	-1119.15	55.693	40.99	ELU	1279.80	1483.53	2.17	322.56	8.06	43.09	51.15	25.58	24.44	11.76	11.76	8 HA 14	12.3	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.43	Condition vérifiée	0.311	Condition vérifiée	6.039	Condition vérifiée	
	-277.52	155.103	159.66	08GEX MAX	58.94	626.30	3.70	231.84	5.80	10.68	16.48	8.24	24.44	6.03															
	-981.12	697.232	226.64	GQMEX MIN	63.97	2486.49	3.95	981.77	24.54	37.77	62.32	31.16	24.44	7.89															
Zone IV	-623.41	35.029	46.55	ELU	705.57	833.71	2.19	182.88	4.57	24.00	28.57	14.29	24.44	6.51	6.51	8HA 12	9.04	5 HA 12	6.65	4 ep HA 8	10	15	0.18	Condition vérifiée	0.133	Condition vérifiée	4.570	Condition vérifiée	
	-22.25	8.643	103.23	08GEY MAX	11.66	43.28	3.19	13.81	0.35	0.86	1.20	0.60	24.44	6.03															
	-426.69	230.379	97.12	GQMEX MIN	105.42	948.14	3.64	345.57	8.64	16.43	25.07	12.53	24.44	6.03															

Tableau VIII.4: ferraillage des voiles (VT3, VT4)

VOILES 2.20m

<i>S</i>	<i>I</i>	<i>Y</i>
0.44	0.177466667	1.1

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions																						
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Vu</i>	<i>COMB</i>	$\sigma_1$	$\sigma_2$	<i>Lt</i>	<i>Nt</i>	<i>As</i>	<i>Aji</i>	<i>As</i>	<i>Av /2</i>	<i>Amin</i>	<i>Av</i>	<i>As /ml</i>	<i>Aadp</i>	<i>Avadp</i>	<i>Ah cm²</i>		<i>At / ml</i>	<i>Nodale</i>	<i>Courante</i>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$																
																		<i>τb</i>	<i>Observation</i>				<i>τu</i>	<i>Observation</i>	<i>σbc</i>	<i>Observation</i>																	
Zone I	-			GQEX	2716.43	3160.98	1.18	374.01	9.35	49.78	59.13	29.57	13.28	24.99	24.99	8 HA 20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	1.047	Condition vérifiée	0.748	Condition vérifiée	6.855	Condition vérifiée															
	1293.03	35.86	38.309																																								
	36.69	60.58	44.317	08GEX	458.88	292.11	0.86	25.00	0.62	1.41	2.04	1.02	13.28	6.03																													
Zone II	-			ELU	1830.40	2760.78	1.32	365.23	9.13	38.89	48.02	24.01	13.28	18.15	18.15	8 HA20	25.12	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.645	Condition vérifiée	0.461	Condition vérifiée	2.677	Condition vérifiée															
	1010.06	75.05	42.571																																								
	-105.75	81.3	12.842	08GEX	263.58	744.27	1.62	120.92	3.02	4.07	7.09	3.55	13.28	6.03																													
Zone III	-			ELU	1354.31	2089.19	1.33	278.85	6.97	29.17	36.14	18.07	13.28	13.54	13.54	8 HA 16	16.07	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.420	Condition vérifiée	0.300	Condition vérifiée	3.137	Condition vérifiée															
	757.57	59.28	37.543																																								
	-163.78	70.89	7.163	08GEX	67.17	811.63	2.03	164.91	4.12	6.31	10.43	5.21	13.28	6.03																													
Zone IV	-			ELU	975.92	1012.12	1.12	113.36	2.83	16.84	19.67	9.84	13.28	8.78	8.78	8HA 14	12.31	5 HA 12	6.65	5 ep HA 8	10	15	0.219	Condition vérifiée	0.156	Condition vérifiée	2.529	Condition vérifiée															
	437.37	2.92	16.116																																								
	-63.41	31.21	3.103	08GEY	49.34	337.56	1.92	64.79	1.62	2.44	4.06	2.03	13.28	6.03																													
			GQMEX	105.42	948.14	1.46	143.18	3.58	12.54	16.12	8.06	13.28	6.03																														

Tableau VIII.5: ferrailage des voiles (VT5, VT6)

# Chapitre IX

Étude de l'infrastructure

## **IX Étude de l'infrastructure**

### **IX.1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

➤ **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

➤ **Fondations profondes :**

Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### **IX.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.

En l'absence d'un rapport détaillé, on considère que :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.
- Pas de nappe.

### **IX.3 Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

**Remarque :**

Vu l'ampleur de notre bâtiment et de la faite que la structure est un système «< voile porteur >>, le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.

**IX.3.1.1 Semelles filantes**

➤ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{N_s}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}(l)}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

	Voiles	L(m)	N <sub>s</sub> (Kn)	B(m)	S = B × L	NOMBRES	S totale
Voiles longitudinal	VL1 VL2	3.55	242.47	0.34	1.21	2	2.42
	VL3 VL4 VL5	2.05	135.83	0.33	0.68	3	2.04
Voiles transversal	VT1 VT2	3.95	192.17	0.24	0.96	2	1.92
	VT3 VT4	4.05	199.19	0.25	1.00	2	1.99
	VT5 VT6	2.20	126.52	0.29	0.63	2	1.27
						ΣS	9.64

**Tableau IX.1 :** Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface totale des semelles filantes sous voiles **Sv=9.64 m<sup>2</sup>**

➤ **Semelles filantes sous poteaux**

**1. Hypothèses de calcul**

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 tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**2. Étape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

**3. Exemple de calcul**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	NS(KN)	MS(KN/m)	ei(m)	NS. ei (KN. m)
3A	711.63	7.30	8.98	6386.88
3B	1178.64	-2.71	4.93	5804.80
3C	819.00	-12.92	0.08	61.43
3D	1174.63	-3.09	-5.03	-5902.52
3E	899.18	-4.23	-8.98	-8070.14
<b>Total</b>	<b>4783.08</b>	<b>-15.648</b>	/	<b>-1719.55</b>

**Tableau IX.2 :** Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{1719.55 + 15.648}{4783.08} = 0.36 \text{ m} \rightarrow \mathbf{e=0.36m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,36 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{17.95}{6} = 3.0 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4783.08}{17.95} \left(1 - \frac{6 \times 0.36}{17.95}\right) = 234.40 \text{ KN/m.}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4783.08}{17.95} \left(1 + \frac{6 \times 0.36}{17.95}\right) = 298.53 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{4783.08}{17.95} \left(1 + \frac{3 \times 0.36}{17.95}\right) = 282.50 \text{ KN/m.}$$

#### 4. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{282.50}{200} = 1.41 \text{ m.}$$

On prend  $B = 1.50 \text{ m}$ .

On aura donc,  $S_p = (1.50 \times 17.95 \times 12) = 323.10 \text{ m}^2$ .

$$S_v = 9.64 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 323.10 + 9.64 = 332.74 \text{ m}^2. \rightarrow \mathbf{S_t=332.74 \text{ m}^2}$$

La surface totale du bâtiment est : **508.615 m<sup>2</sup>**

$$\frac{332.74}{508.615} = 65.42 \%$$

**Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

**IX.4 Étude du radier général**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier

**Pré dimensionnement du radier****IX.4.1.1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

➤ **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

- h : épaisseur du radier.
- $L_{\max}$ : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 5.10\text{m} \rightarrow \frac{510}{8} \leq h \leq \frac{510}{5}$$

$63.75 \leq h \leq 102$  cm → On prend : h = 100 cm.

**Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

- Le : Largeur du radier présentant une bande de 1m ;
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40\text{MPa}$  pour un sol moyen.
- I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;
- E : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818,86 \text{ MPa}$ .
- $L_{max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.10\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1.072 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h=110cm**

### La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{5.10}{20} = 0,225\text{m Soit } \mathbf{hd} = \mathbf{40cm}.$$

### Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm Soit } \mathbf{hn} = \mathbf{110 cm}.$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq bn \leq 0,7 hn \rightarrow 32 \leq bn \leq 56 \text{ Soit } \mathbf{bn} = \mathbf{50 cm}.$$

### Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{510}{50} \leq h_t \leq \frac{510}{40} \rightarrow 10.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 12.75\text{cm soit } \mathbf{ht} = \mathbf{12 cm}.$$

**IX.4.1.2 Détermination des sollicitations :**

Charge du bâtiment  $G_{bat} = 42731.45 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation  $Q = 6481.7 \text{ KN}$

**Combinaison d'actions :**

A L'ELU:  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 67410 \text{ KN}$ .

A L'ELS:  $N_s = G + Q = 49213.15$ .

**Détermination de la surface du radier**

$$\text{À L'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{67410}{1,33 \cdot 200} = 253.42 \text{ m}^2$$

$$\text{A L'ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{49213.15}{200} = 246.06 \text{ m}^2$$

D'où :  $S_{bat} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{bat} = 508.615 \text{ m}^2 > S_{radier} = 253.42 \text{ m}^2.$$

**Remarque :**

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}.$$

On prend :  $L_{déb} = 60 \text{ cm}$ .

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$$

Sachant que :

$$S_{déb} = (31.45 \times 2 + 4.05 \times 4 + 9.95 \times 2 \times 3.95 \times 4) \times 0.6 = 68.88 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 508.615 \text{ m}^2 + 68.88 = 577.495 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{radier} = 577.495 \text{ m}^2$ .

**Détermination des efforts à la base du radier :**➤ **Poids du radier :**

$G_{rad} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

➤ **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 577.495 \times 0,4 \times 25 = 5774.95 \text{ KN}$$

➤ **Poids des nervures**

$$P_n = [b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)] \rho_b$$

$$= [0,50 \times (1,10 - 0,4) \times (31,45 \times 12 + 17,95 \times 5)] \times 25 = 4087,56 \text{ KN}$$

$$P_n = 4087,56 \text{ KN}$$

➤ **Poids de T.V.O**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{ner} = b_n \cdot l_x \cdot n + b_n \cdot l_y \cdot m = 0,50 \times 31,45 \times 12 + 0,50 \times 17,95 \times 5 = 233,575 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (577,495 - 233,575) \times (1,10 - 0,4) \times 25 = 6018,6 \text{ KN}$$

$$P_{TVO} = 6018,6 \text{ KN}$$

Sachant que:

➤ **Poids de la dalle flottante**

$$\text{Poids de la dalle flottante} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = 577,495 \times 0,12 \times 25 = 1732,49 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 5774,95 + 4087,56 + 6018,6 + 1732,49 = 17613,6 \text{ KN} \rightarrow G_{rad} = 17613,6 \text{ KN}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 17613,3 + 42731,45 = 60344,75 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 6481,7 + (3,5 \times 577,495) = 8502,93 \text{ KN}$$

▪ **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 94219,81 \text{ KN}$

- A l'état ultime de service :  $N_s = G + Q = 68847,68 \text{ KN}$ .

**Vérfications**

**IX.4.1.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{94219,81}{577,495} \cdot \frac{5,10}{2} = 416,039 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{416.039 \times 10^3}{1000 \cdot 360} = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### **IX.4.1.4 Vérification de la stabilité du radier :**

##### **➤ Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}.$$

Dans notre cas on a un plan symétrie dans les 02 sens donc

$$X_G = \frac{Lx}{2} = \frac{31.90}{2} \rightarrow X_G = 15.95 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{Ly}{2} = \frac{19.25}{2} \rightarrow Y_G = 9.625 \text{ m}$$

##### **➤ Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 15006.78 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 45643.63 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la 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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :  $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{À l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{À l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que  $V$  c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

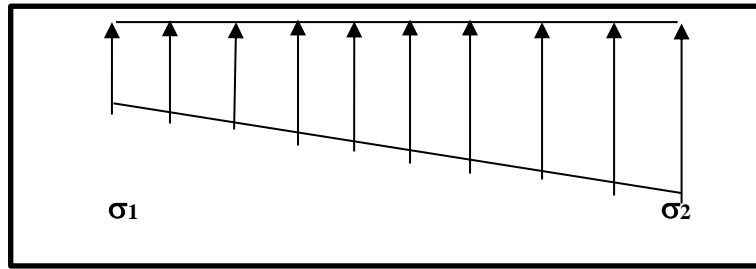


Figure IX.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal :  $N_u = 94219.81\text{KN}$  ;  $N_s = 68847.68\text{KN}$

Calcul des moments :  $M = M_0 + T_0 \times h$

Sollicitations		$M_0$ [KN. m]	$T_0$ [KN]	$h$ [m]	$M$ [KN. m]
Sens	XX	39107.811	17695.695	1.10	58573.07
	YY	41496	36467.506	1.10	81610.25

➤ Sens longitudinal:

A L'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{94219.81}{577.495} + \frac{58573.07}{45643.63} \times 15.95 = 183.620\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{94219.81}{577.495} - \frac{58573.07}{45643.63} \times 15.95 = 143.034\text{KN/m}^2$$

$$D'o \left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 183.62 + 143.034}{4} = 180.97\text{KN/m}^2 \\ 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \cdot (\text{C V}) \end{array} \right.$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{68847.68}{577.495} + \frac{58573.07}{45643.63} \times 15.95 = 139.69\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{68847.68}{577.495} - \frac{58573.07}{45643.63} \times 15.95 = 98.75\text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 139.69 + 98.75}{4} = 129.455\text{KN/m}^2$$

$\sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol}$  (Condition vérifiée)

➤ **Sens transversal :**  
**À l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{94219.81}{577.495} + \frac{81610.25}{15006.78} \times 9.625 = 215.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{94219.81}{577.495} - \frac{81610.25}{15006.78} \times 9.625 = 110.81 \text{ KN/m}^2$$

D'où :  $\sigma_m = \frac{3 \times 215.50 + 110.81}{4} = 189.33$ ;  $1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_m = 189.33 < 1,33\sigma_{SOL} = 266 \text{ kN/m}^2$ . (Condition vérifiée)

**À l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{68847.68}{426,95} + \frac{81610.25}{15006,78} \times 9.625 = 213.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{68847.68}{426,95} - \frac{81610.25}{15006,78} \times 9.625 = 109.29 \text{ KN/m}^2$$

D'où :  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 213.60 + 109.29}{4} = 187.522 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$

▪ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

**P** : Poids total à la base du radier ;

**F<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $F_s = 1,5$

**γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

**Z** : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.5 \text{ m}$ )

$$P = 17613.6 \text{ KN.}$$

$$F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 577.495 \times 10 \times 1.5 = 12993.637 \text{ KN.}$$

$$P = 17613.6 \text{ KN} \gg 12993.637 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

▪ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Épaisseur du voile ou du poteau.

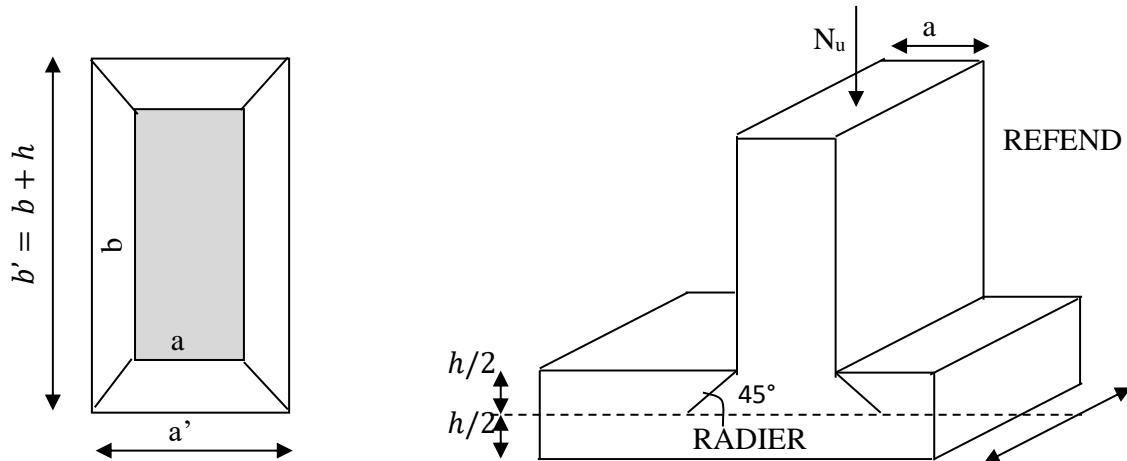


Figure IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2. (a' + b') = 2(a + b + 2. h) = 2(0,50 + 0,50 + 0.8) = 3.6 \text{ m.}$$

$$N_u = 680.11 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 3.6 \times 0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1080 \text{ KN.}$$

• **Voile (pour une bande de 1m) :**

$$\mu_c = 2. (a' + b') = 2(a + b + 2. h) = 2(0,20 + 1 + 0.8) = 4 \text{ m.}$$

$$N_u = 1986.53 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 4 \times 0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1200 \text{ KN.}$$

**Ferrailage du radier**

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

**Panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = qu \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  le panneau travaille suivant les deux directions.

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot qu \cdot L_x^2$ .

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  ;  $L_x < L_y$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs pour le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3.55 \text{ m} ; L_y = 5.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{5.10} = 0.70$$

$0,4 < \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left( 189.33 - \frac{17613.6}{577.495} \right) \times 1 \text{ m} = 158.83 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left( 187.522 - \frac{17613.6}{577.495} \right) \times 1 \text{ m} = 157.02 \text{ kN/ml}$$

**IX.4.1.5 Calcul à l'ELU :**

➤ Évaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$

$$\rho = 0,70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.683 \\ \mu_y = 0.436 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0.0683 \times 158.83 \times 3.55^2 = 136.713 \text{ kN.m} \\ M_y = 0.436 \times 136.713 = 59.60 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### Remarque

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 :  $0,5M_{0x}$ .

#### ➤ Ferraillage aux appuis :

Moments en appuis à L'ELU :  $M_a - x = 136.713 \times 0,5 = 68.36 \text{ kN.m}$ .

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{68,36 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0.037 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\mu_u = 0.037 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{68,29 \times 10^3}{0,981 \times 36 \times 348} = 5.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 5,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **7HA12/ml = 7,92 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **St = 15cm**

#### ➤ Ferraillage en travée :

##### 1. Sens xx

Moments en travée à L'ELU :  $M_t - x = 136.713 \times 0,75 = 102.534 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{102,534 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \text{Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\mu_u = 0,056 \Rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{102,534 \times 10^3}{0,971 \times 36 \times 348} = 8.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 8,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **7HA14/ml = 10,77 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **St = 15 cm**

**2. Sens yy**

Moments en travée à L'ELU :  $M_{t-y} = 59.60 \times 0,75 = 44.7 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{44.7 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \text{Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\mu_u = 0,024 \Rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{44.7 \times 10^3}{0,988 \times 36 \times 348} = 3.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **7HA12ml = 7,92cm<sup>2</sup>/ml**, Avec : **St = 15cm**

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures aux appuis	7HA12=7.92cm <sup>2</sup>	7HA12=7.92 cm <sup>2</sup>
Armatures en travées	7HA14 = 10,77cm <sup>2</sup>	7HA12 = 7,92cm <sup>2</sup>

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**IX.4.1.6 Vérification à l'ELU**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec :  $A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$

		A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation
Appuis		7,92	4,34	Condition Vérifiée
	x - x	10,77	4,34	Condition Vérifiée
Travée	y - y	7,92		Condition Vérifiée

**Tableau IX.4 :** vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans les quels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**1. Dans les sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.4.1.7 Calcul et vérification à l'ELS :**

Évaluation des moments  $M_x, M_y$

$$\rho = 0,70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.683 \\ \mu_y = 0.436 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0683 \times 157.02 \times 3.55^2 = 135.155\text{kN.m} \\ M_y = 0.436 \times 135.155 = 58.93\text{kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Aux appuis**

$$\text{Moments en appuis à l'ELS : } M_a - x = 135.155 \times 0.5 = 67.58\text{kN.m.}$$

➤ **En travée**

$$\text{Moments en travée à l'ELS : } M_{t-x} = 135.155 \times 0.75 = 101.366\text{kN.m.}$$

$$\text{Moments en travée à l'ELS : } M_{t-y} = 58.93 \times 0.75 = 44.2\text{kN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Sens	Zone	$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x- x	Travée	101.366	10.77	0.299	0,914	43.14	286.04	348	<b>6.63</b>	<b>15</b>	Condition vérifiée
	Appuis	67.58	7.92	0.22	0,924	50.79	256.52	348	<b>5.05</b>	<b>15</b>	Condition vérifiée
Sens y- y	Travée	44.2	7.92	0,22	0,924	50.79	167.77	348	<b>3.30</b>	<b>15</b>	Condition vérifiée
	Appuis	29.465	7.92	0,22	0,924	50.79	111.84	348	<b>2.20</b>	<b>15</b>	Condition vérifiée

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

### Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

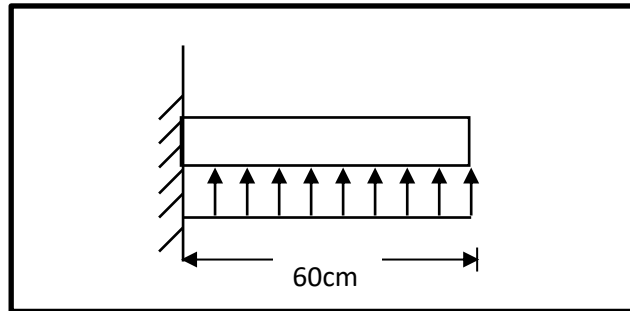


Figure IX.3 : Schéma statique du débord.

#### IX.4.1.8 Sollicitations de calcul :

##### ➤ À l'ELU :

$$q_u = 158.83 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{158.83 \times 0,60^2}{2} = -28.59 \text{ KN.m}$$

##### ➤ À l'ELS :

$$q_s = 157.02 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{157.02 \times 0,60^2}{2} = -28.26 \text{ KN.m}$$

#### IX.4.1.9 Calcul des armatures :

##### ➤ Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 36 \text{ cm}$ ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$ ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.59 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,0155 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0155 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{28.59 \times 10^3}{0,992 \times 36 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**XI-5 Ferrailage des nervures**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**a. Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront 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 et 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.

**Remarque :**

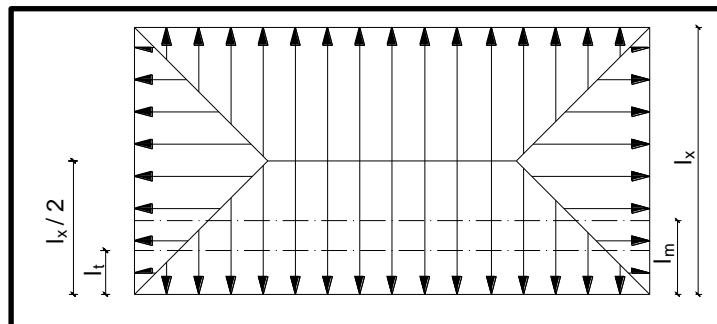
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } lm = lx(0.5 - \frac{\rho^2}{6})$$

$$\text{Effort tranchant : } It = lx(0.5 - \frac{\rho^2}{4})$$



**Figure IX.4:** Répartition trapézoïdale

• Le Chargement simplifié

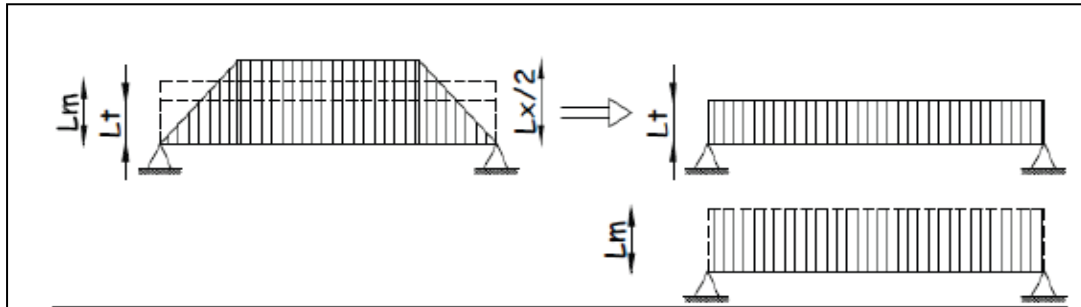


Figure IX.5 : Présentation du chargement simplifié.

• Charge triangulaire :

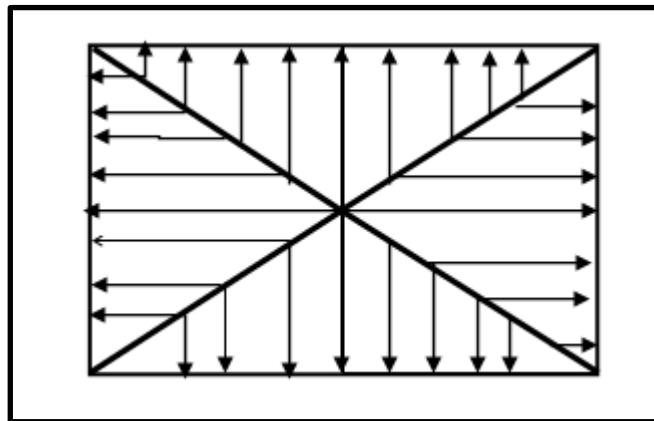


Figure IX.6: Répartition triangulaire

Moment fléchissant :  $Im = 0.333x lx$

Effort tranchant :  $It = 0.25x lx$

a. Charges à considérer :

$$\begin{aligned} \rightarrow Q_{um} &= q_u \times l_m && \left. \vphantom{\rightarrow Q_{um}} \right\} Q_m \\ \rightarrow Q_{sm} &= q_s \times l_m && \\ \rightarrow Q_{ut} &= q_u \times l_t && \left. \vphantom{\rightarrow Q_{ut}} \right\} Q_t \\ \rightarrow Q_{st} &= q_s \times l_t && \end{aligned}$$

b. Détermination des charges :

L'ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 226,22 - \frac{9606,38}{426,95} - \frac{1501}{150,1} \right) = 193,72 \text{ KN/m}^2$$

**L'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left( 171,04 - \frac{9606,38}{426,95} - \frac{1501}{150,1} \right) = 138,54 \text{ KN/m}^2$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	Lt	qu	qs	Qum	Somme Qum	Qsm	Somme Qsm	Qut	Somme Qut	Qst	Somme Qst
1-2	S	2.05	4.85	<b>0.42</b>	Trapézoïdale	0.965	0.935	141.33	139.52	136.383	<b>273.049</b>	134.64	<b>269.56</b>	132.143	<b>265.276</b>	140.455	<b>280.917</b>
5-6	I	2.05	5.10	<b>0.402</b>	Trapézoïdale	0.967	0.942	141.33	139.52	136.666		134.92		133.133		140.462	
7-8																	
11-12																	
2-3	S	3.55	4.85	<b>0.73</b>	Trapézoïdale	1.460	1.302	141.33	139.52	206.341	<b>416.922</b>	203.700	<b>411.584</b>	184.011	<b>375.089</b>	181.655	<b>370.286</b>
10-11	I	3.55	5.10	<b>0.69</b>	Trapézoïdale	1.490	1.352	141.33	139.52	210.581		207.884		191.078		188.631	
3-4	S	3.25	4.85	<b>0.67</b>	Trapézoïdale	1.382	1.260	141.33	139.52	195.318	<b>394.593</b>	192.820	<b>389.543</b>	178.076	<b>362.088</b>	175.795	<b>357.450</b>
4-5	N	3.25	5.10	<b>0.63</b>	Trapézoïdale	1.410	1.302	141.33	139.52	199.275		196.723		184.012		181.655	
8-9																	
9-10																	
6-7	S	3.15	4.85	<b>0.65</b>	Trapézoïdale	1.352	1.242	141.33	139.52	191.078	<b>385.124</b>	188.631	<b>380.192</b>	175.532	<b>355.304</b>	173.283	<b>350.752</b>
	I	3.15	5.10	<b>0.62</b>	Trapézoïdale	1.373	1.272	141.33	139.52	194.046		191.561		179.772		177.469	

IX.5: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

Sens transversal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	Somme Qum	Qsm	Somme Qsm	Qut	Somme Qut	Qst	Somme Qst
A-B	G	3.55	4.05	<b>0.87</b>	Trapézoïdale	1.327	1.103	141.33	139.52	187.545	<b>368.164</b>	185.143	<b>363.449</b>	155.886	<b>312.055</b>	153.890	<b>308.059</b>
	D	3.25	4.05	<b>0.80</b>	Trapézoïdale	1.278	1.105	141.33	139.52	180.619		178.306		156.169		154.169	
B-C	G	3.55	4.85	<b>0.73</b>	Trapézoïdale	1.460	1.302	141.33	139.52	206.342	<b>401.660</b>	203.699	<b>396.515</b>	184.012	<b>362.088</b>	181.655	<b>322.435</b>
	D	3,25	4.85	<b>0.67</b>	Trapézoïdale	1.382	1.260	141.33	139.52	195.318		192.816		178.076		140.780	
C-D	G	3.55	5.10	<b>0.69</b>	Trapézoïdale	1.493	1.352	141.33	139.52	211.006	<b>409.292</b>	208.303	<b>404.049</b>	191.078	<b>373.676</b>	188.631	<b>369.262</b>
	D	3.25	5.10	<b>0.64</b>	Trapézoïdale	1.403	1.292	141.33	139.52	198.286		195.746		182.598		180.259	
D-E	G	3.55	3.95	<b>0.89</b>	Trapézoïdale	1.396	1.207	141.33	139.52	197.297	<b>375.514</b>	270.154	<b>445.549</b>	170.585	<b>322.938</b>	168.401	<b>318.804</b>
	D	3.25	3.95	<b>0.82</b>	Trapézoïdale	1.261	1.078	141.33	139.52	178.217		175.935		152.353		150.403	

Tableau IX.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).



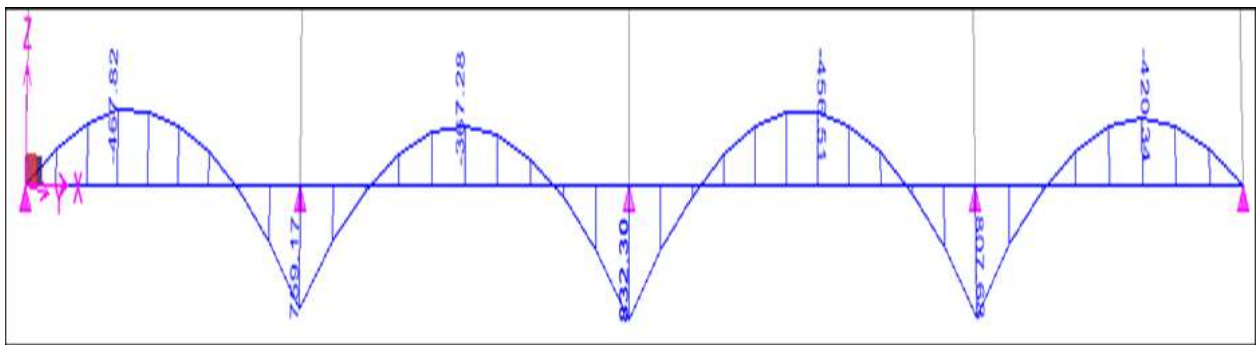


Figure IX.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).

**b) Les diagrammes des efforts tranchants (ELU) :**

- Sens longitudinale (x-x) :

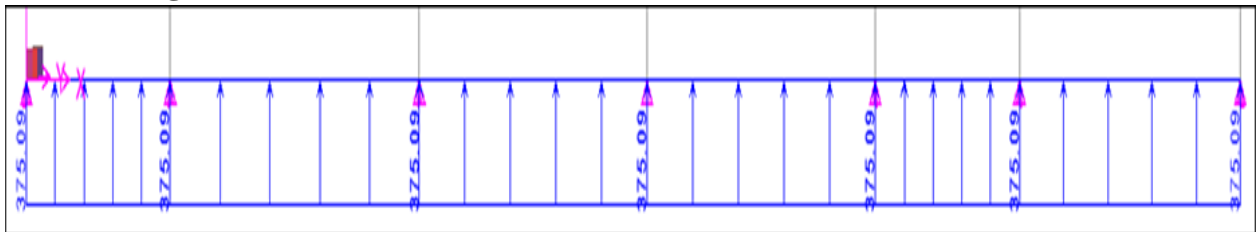


Figure IX.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens xx).

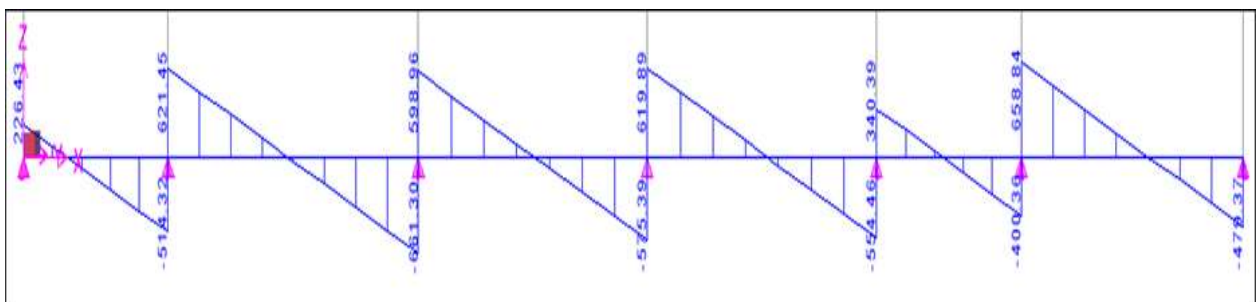


Figure IX.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).

- Sens transversale (y-y) :

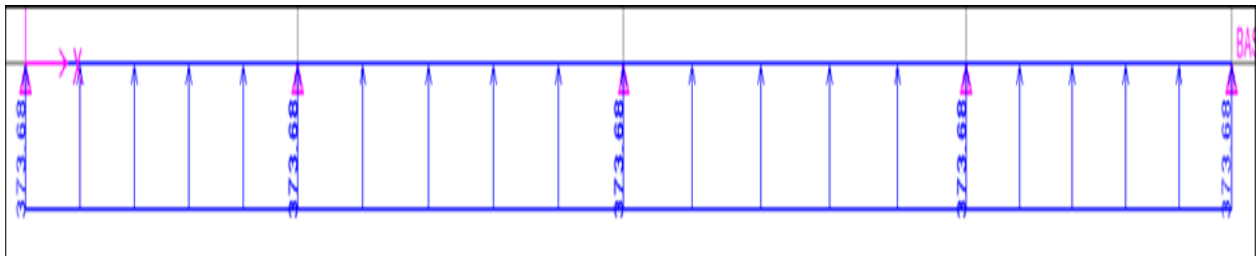


Figure IX.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens yy).

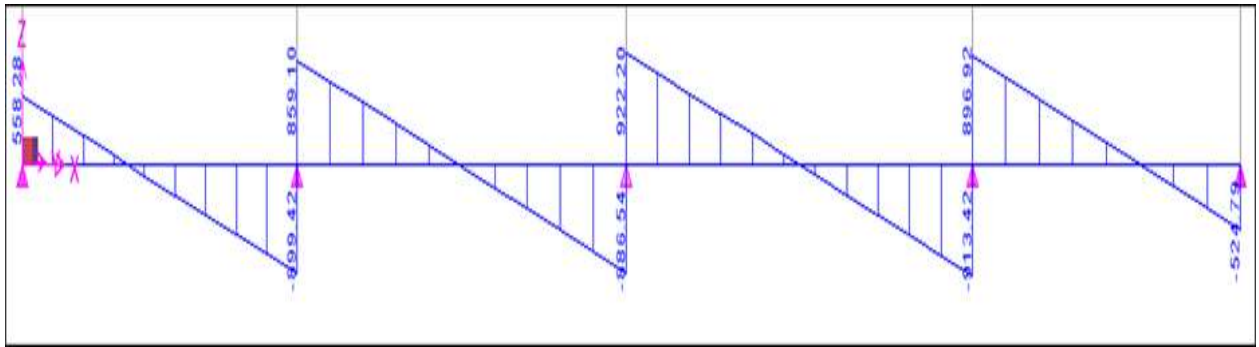


Figure IX.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).

2) a) Les diagrammes des moments fléchissant (ELS) :  
Sens longitudinale (x-x) :

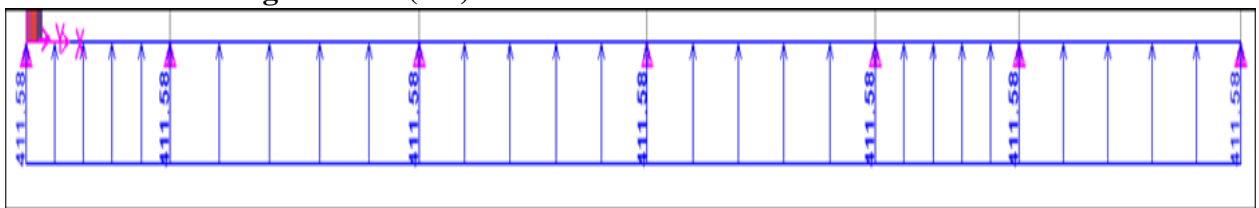


Figure IX.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens xx).

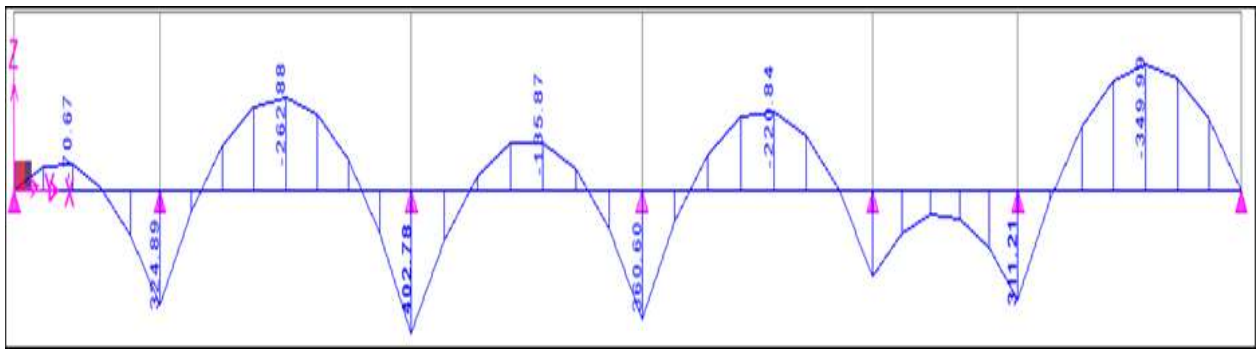


Figure IX.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

• Sens transversale (y-y) :

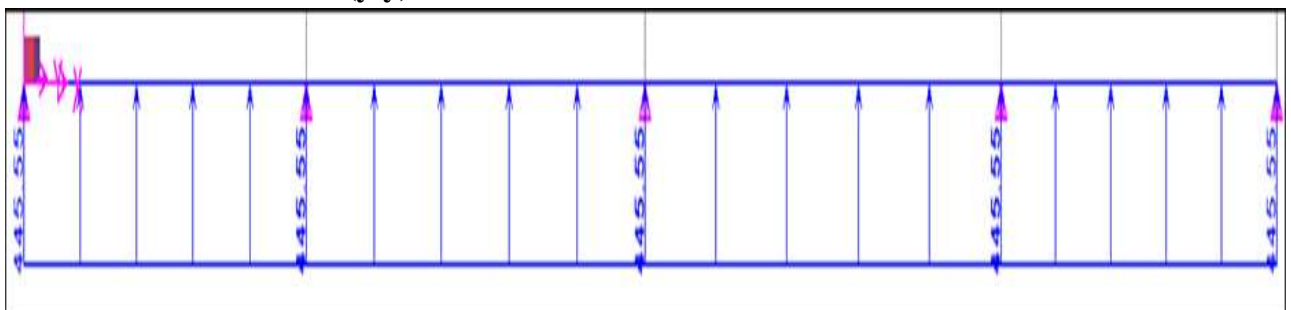


Figure IX.17: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens yy).

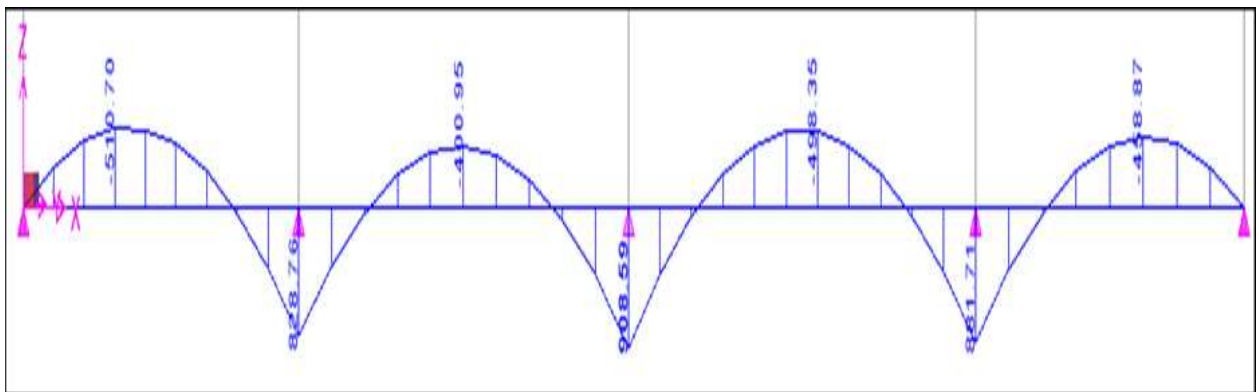


Figure IX.18: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

b) Les diagrammes des efforts tranchants (ELS) :

- Sens longitudinale (x-x) :

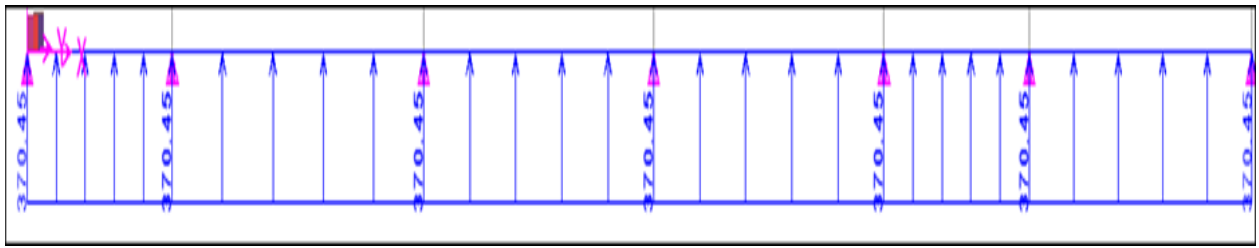


Figure IX.19 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens xx).

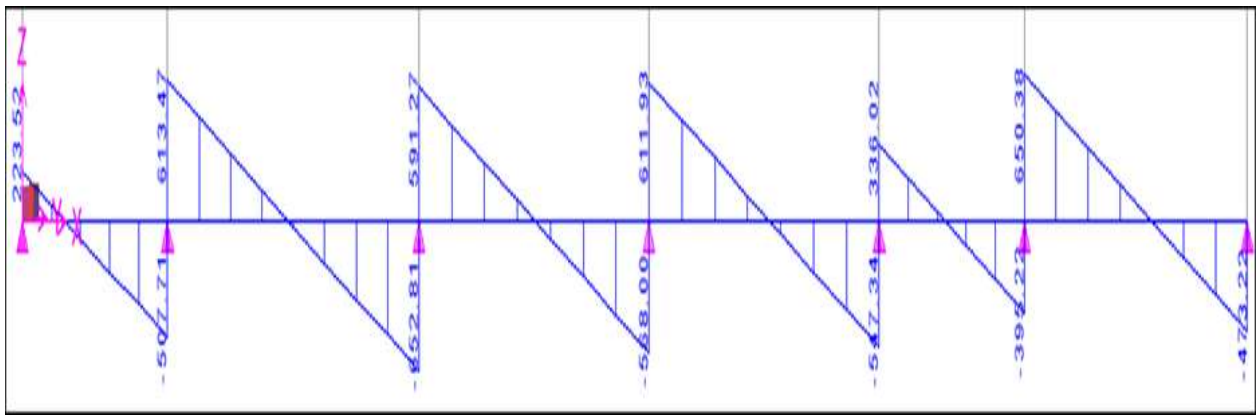


Figure IX.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

- Sens transversale (y-y) :

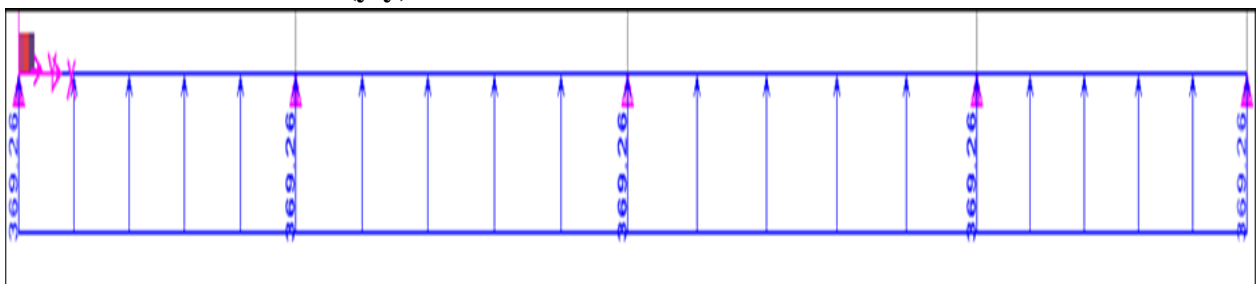


Figure IX.21: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens yy).

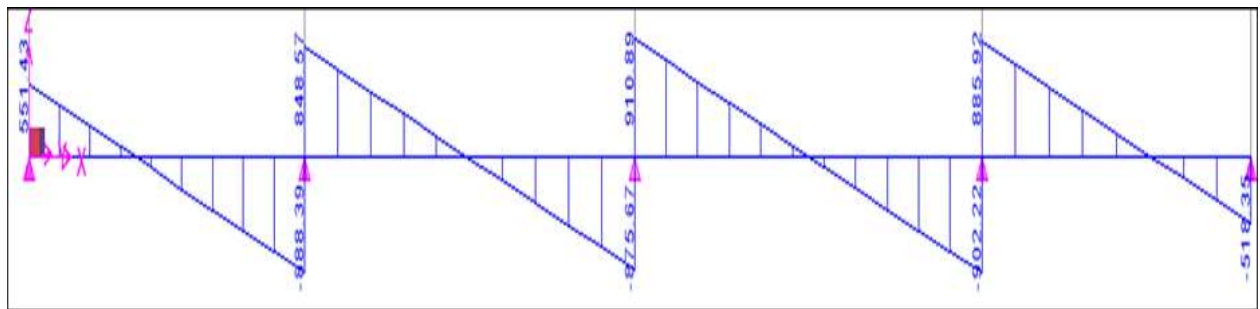


Figure IX.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

Tableau IX.7 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{a\ max} (KN.m)$	408.18	402.78	832.30	908.59
$M_{t\ max} (KN.m)$	354.69	349.90	467.82	510.70
$T_{max} (KN)$	658.84	852.81	913.42	910.89

a. Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales :

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (Cm <sup>2</sup> )	A min 0.5%bh	$A_{adoptée} (cm^2)$
Xx	Appuis	408.18	0,109	0,945	SSA	11.11	27.5	(5HA14 + 5HA14) = 15,38cm <sup>2</sup>
	Travée	354.69	0,064	0,957	SSA	9.57	27.5	(5HA14 + 5HA14) = 15,38cm <sup>2</sup>
yy	Appuis	908.59	0,124	0,942	SSA	24.76	27.5	(5HA20 + 5HA16) = 25.74cm <sup>2</sup>
	Travée	510.70	0,060	0,958	SSA	13.79	27.5	(5HA14 + 5HA14) = 15,38cm <sup>2</sup>

Tableau IX.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi(t) \geq \frac{\phi(l \max)}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

- **Zone nodale :**

$$S(t) \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi(l \max) \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 8 \right\} = \min \{27.5 ; 96\} = 27.5 \text{ cm}$$

Soit :  $S(t) = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S(t) \leq h/2 = 110/2 = 55 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S(t) = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ Cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) 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 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}$$

On opte pour :  $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$ .

**b. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A(\min) = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 50 \times 107.5 \times (2,1)/400 = 6.49 \text{ Cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 15.38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.49 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées :**

$$A_t = 25.74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.49 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = T_u \max / (b \times d) \leq (\tau_u) = \min \{0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : Tu max = 852.81 KN

$$\tau_u = \frac{852.81 \cdot (10)^3}{500 \times 1075} = 1.58 \text{ Mpa} \leq (\tau_u) = 2,5 \text{ Mpa condition vérifiée}$$

Sens transversal :Tu max = 913.42KN

$$\tau_u = \frac{913.42 \cdot (10)^3}{500 \times 1075} = 1,7 \text{ Mpa} \leq (\tau_u) = 2.5 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$$

c. Vérification à l'ELS :

1.  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

2.  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$

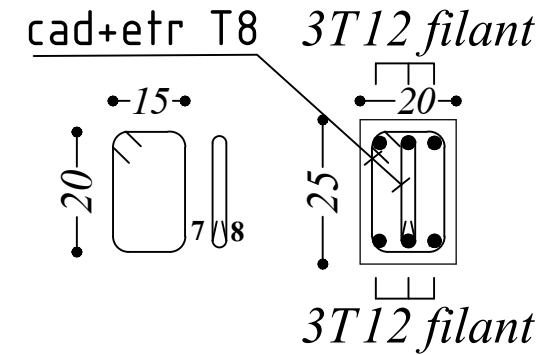
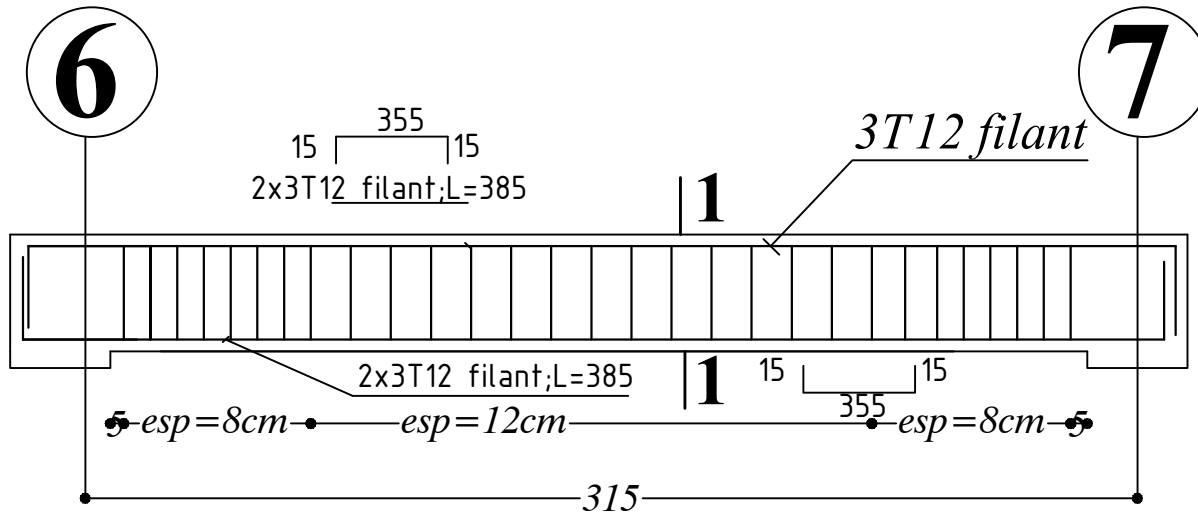
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M <sub>s</sub>	A <sub>(ELU)</sub>	$\rho$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
x – x	Appuis	402.78	15.38	0.286	43.82	0.915	266.24	6.07	15	Vérifié
	Travée	349.90	15.38	0.286	43.82	0.915	231.29	5.28	15	Vérifié
y – y	Appuis	908.59	25.74	0.478	32.62	0.895	366.88	11.25	15	Vérifié
	Travée	510.70	15.38	0.286	43.82	0.915	337.58	7.70	15	Vérifié

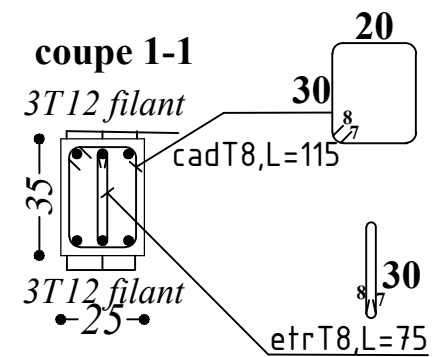
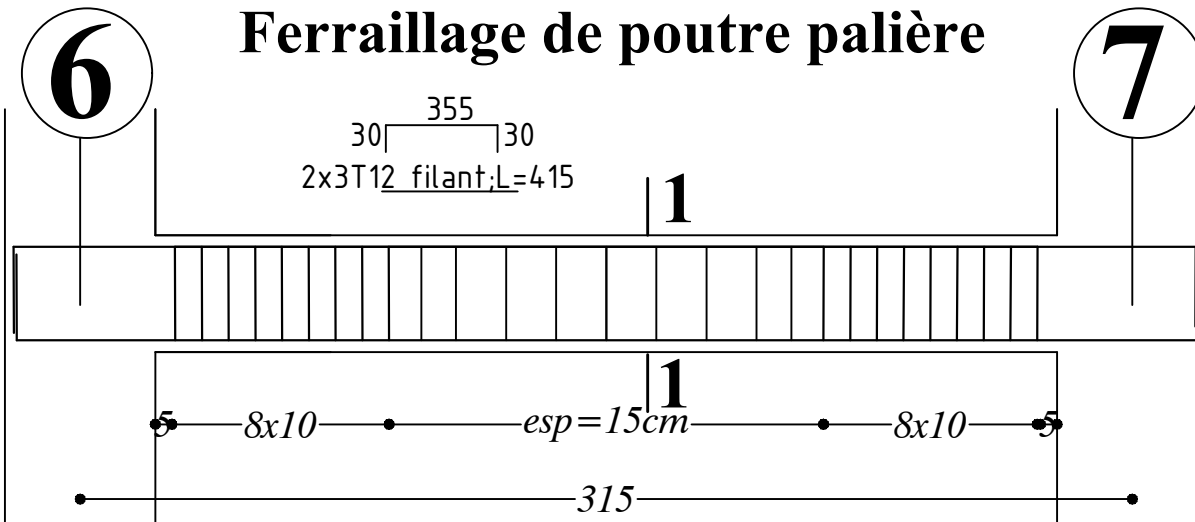
Tableau IX.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

# **Plans de Ferrailages**

# Ferrailage de poutre chaînage

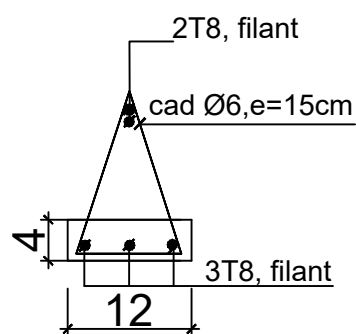
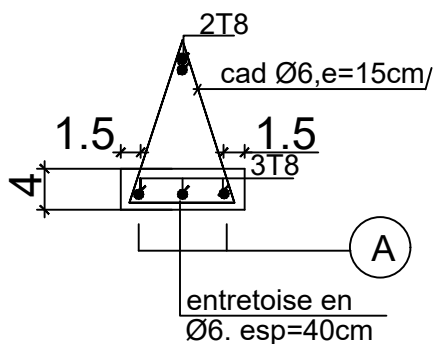
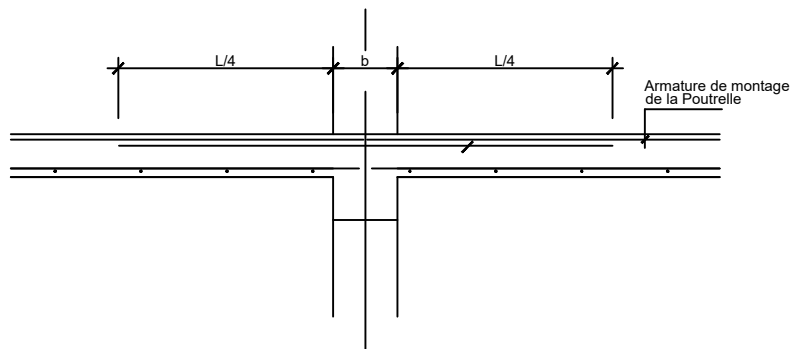
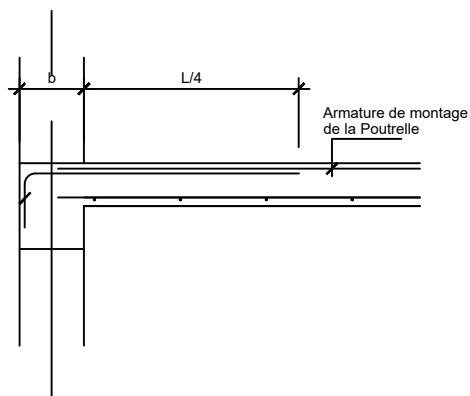


# Ferrailage de poutre palière

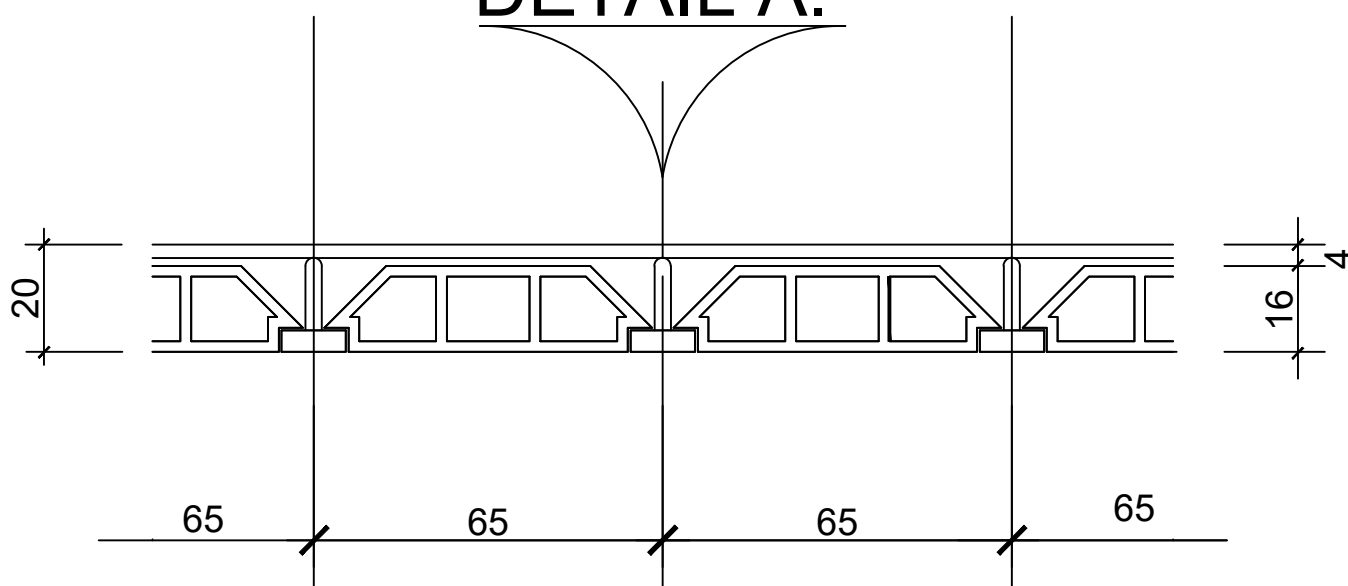




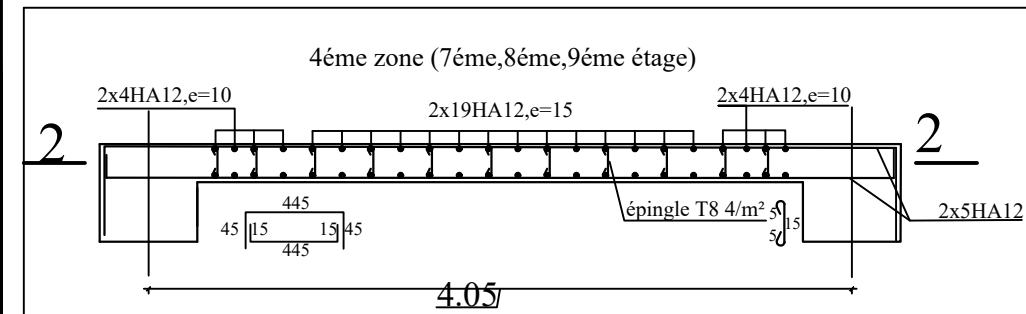
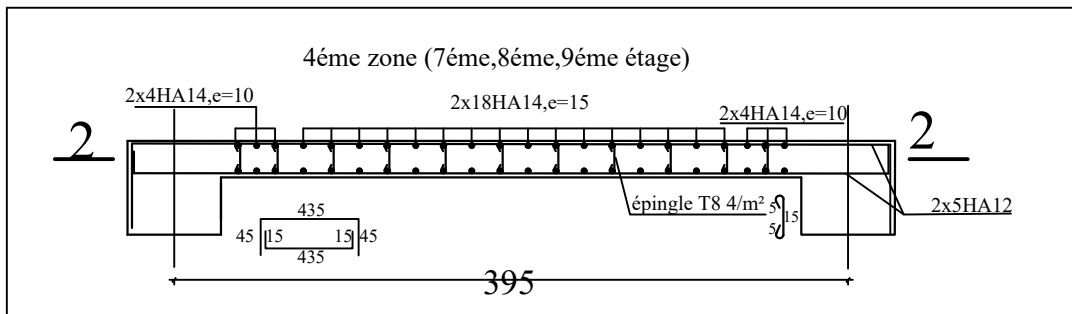
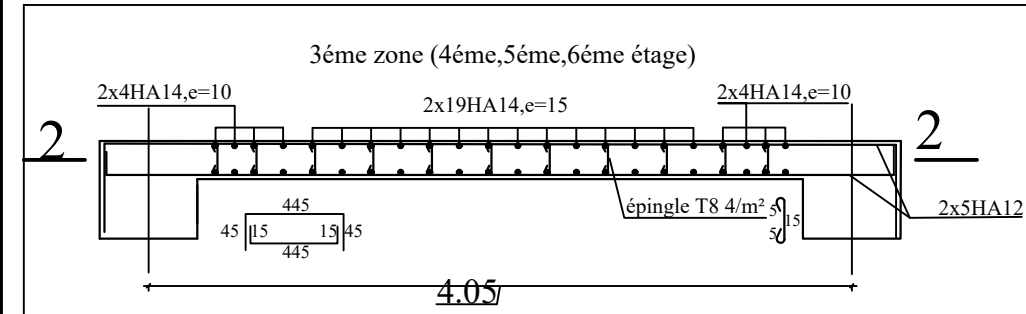
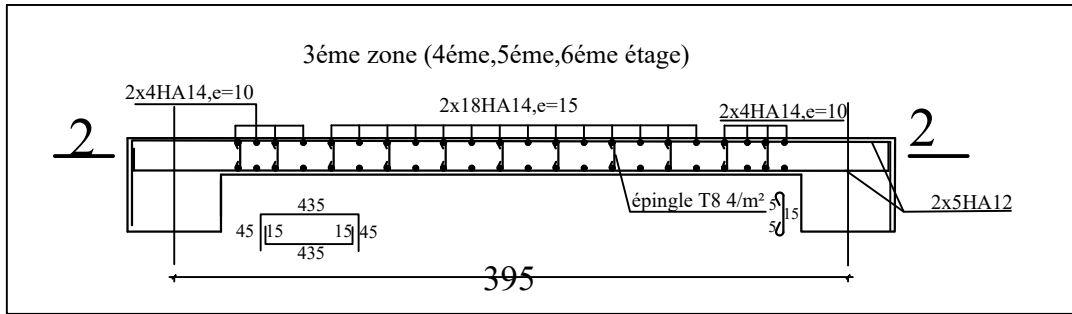
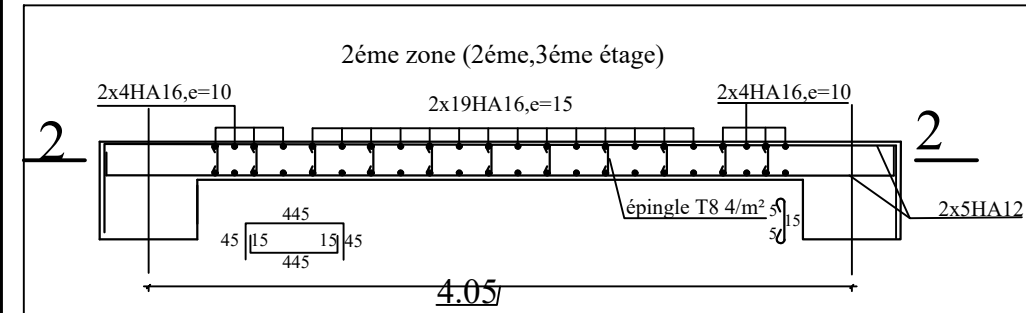
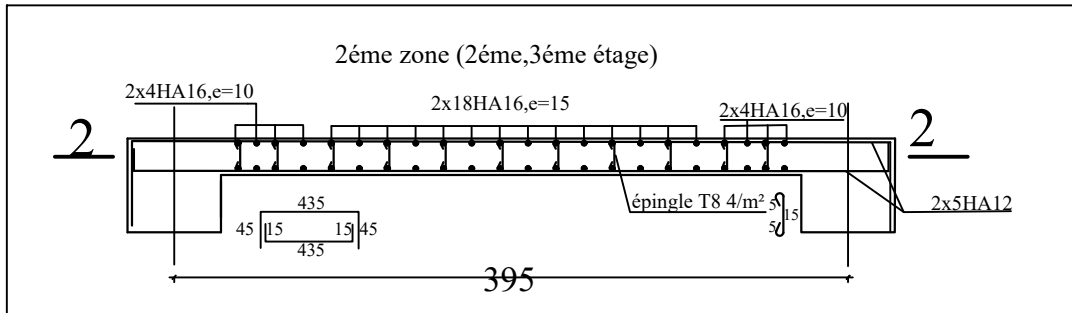
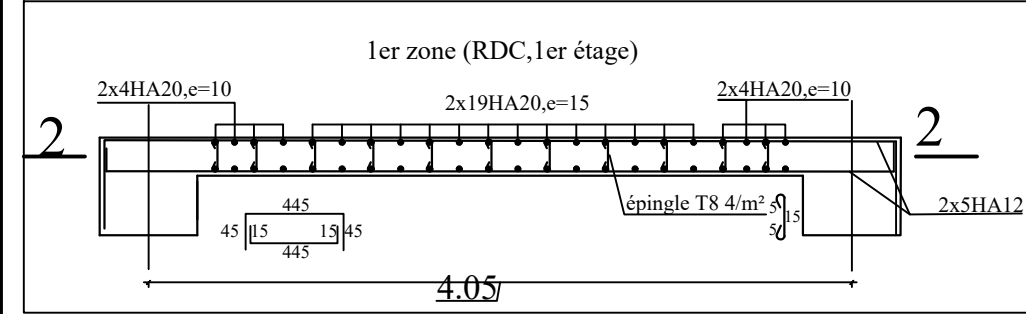
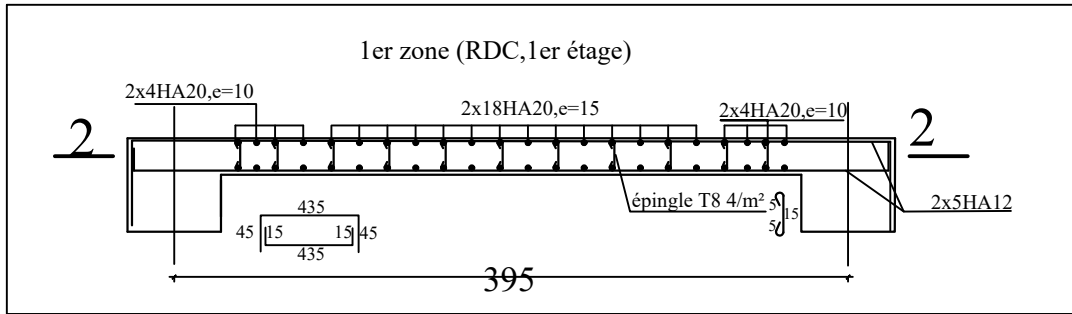
# Ferrailage de poutrelles



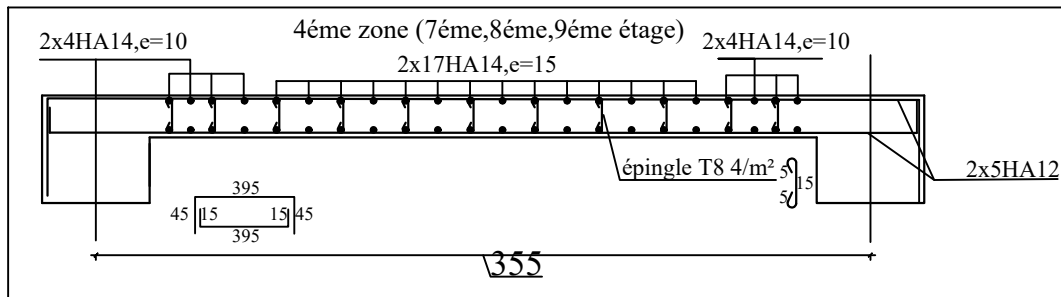
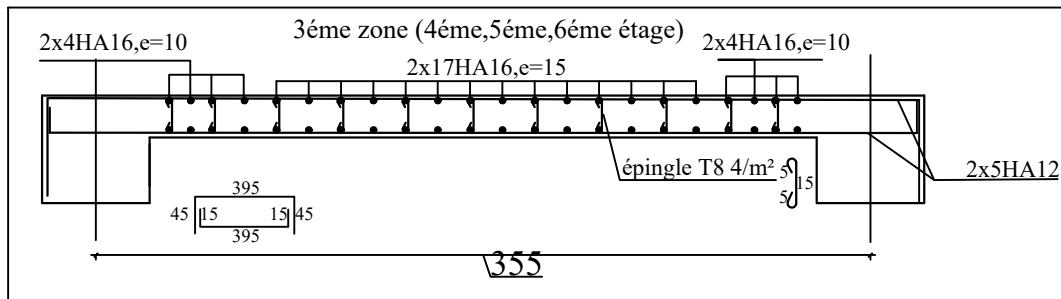
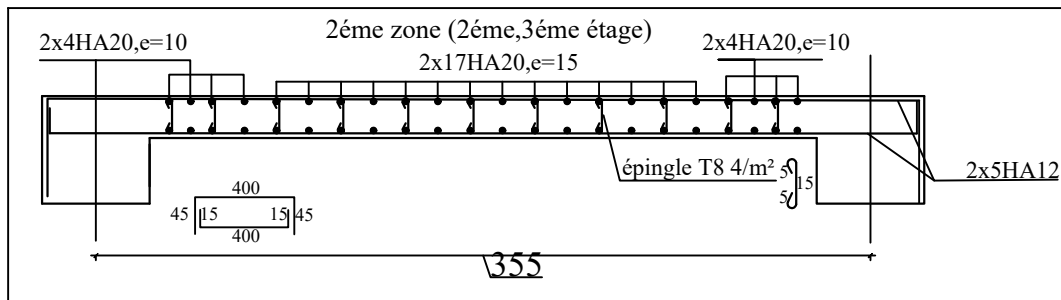
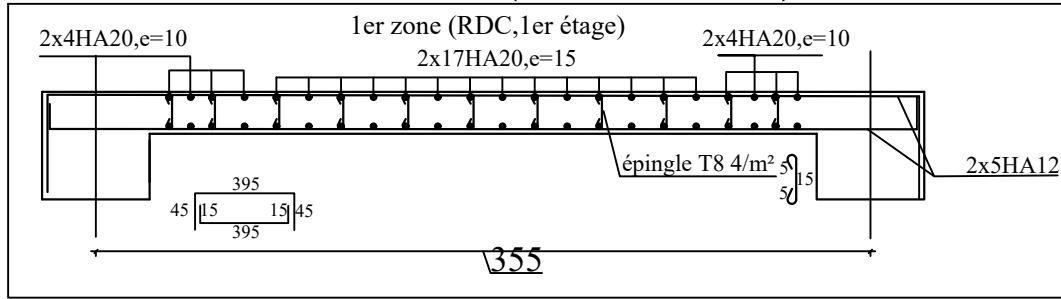
## DETAIL A.



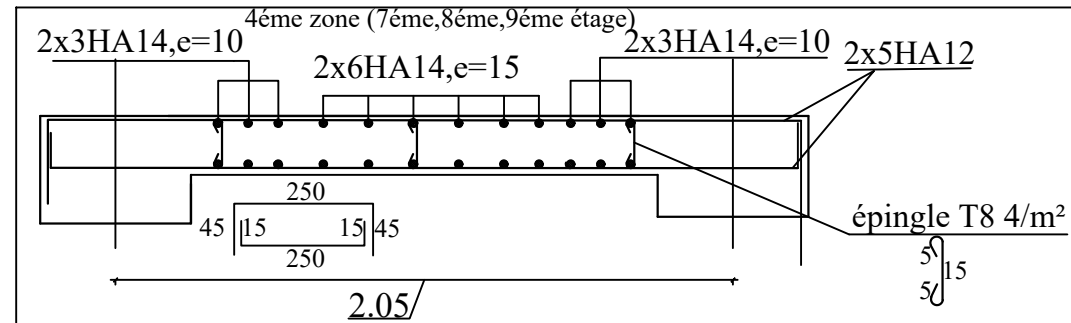
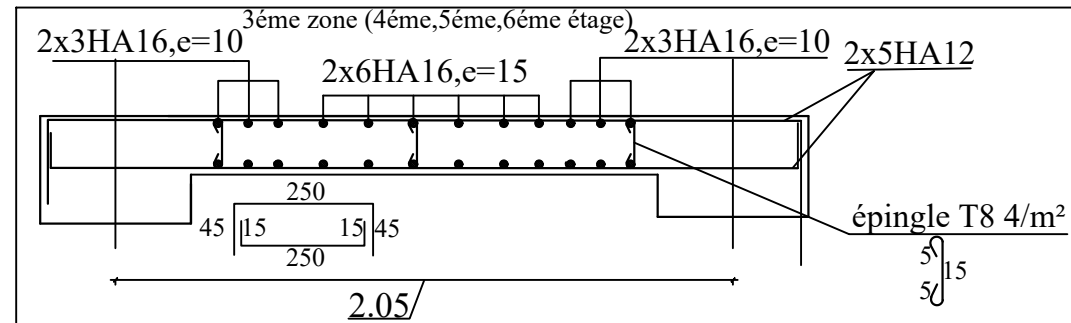
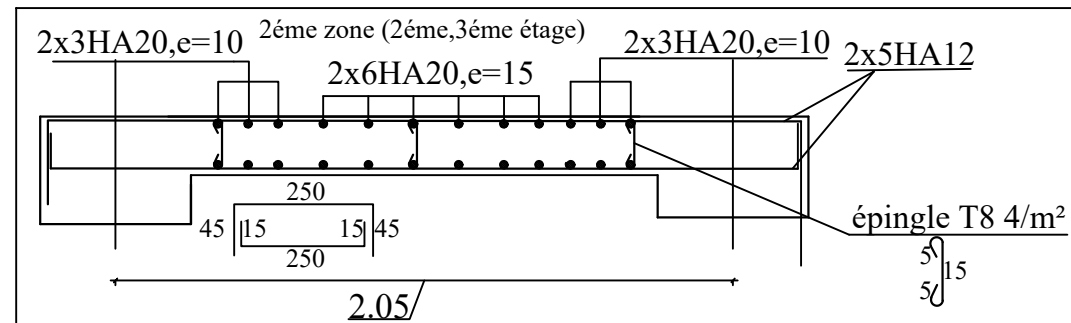
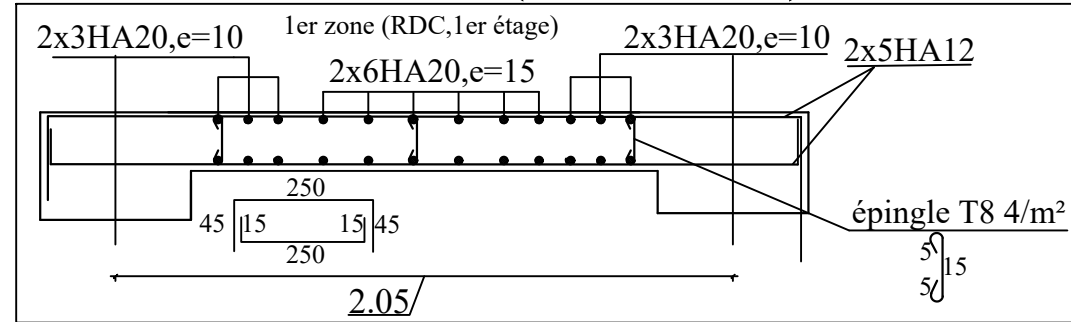
# VOILES (VT1,VT2)



# VOILES (VL1,VL2)

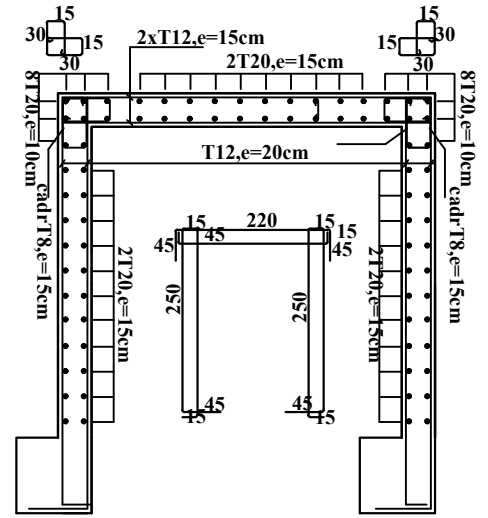
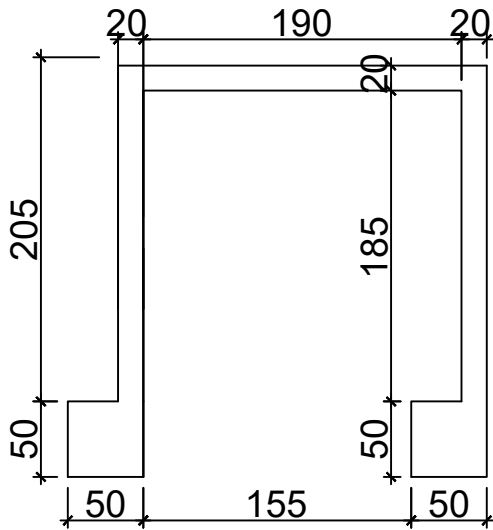


# VOILES (VL3,VL4)

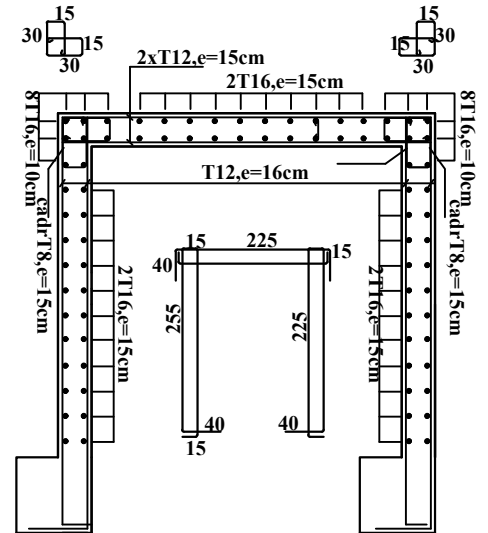
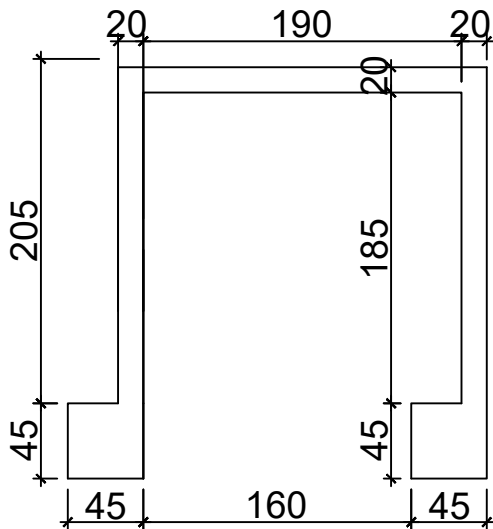


# Ferrailage et coufrage d'assenseur

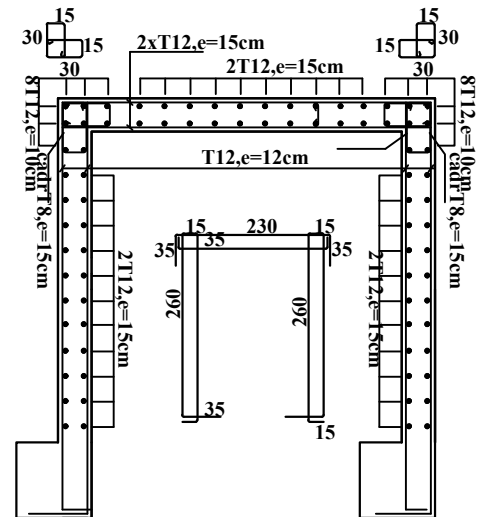
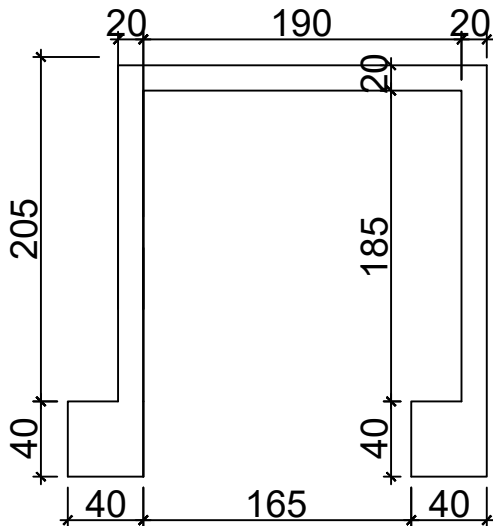
NIV +3.06,+6.12,+9.18,+12.24



NIV: +15.30,+18.36,+21.42

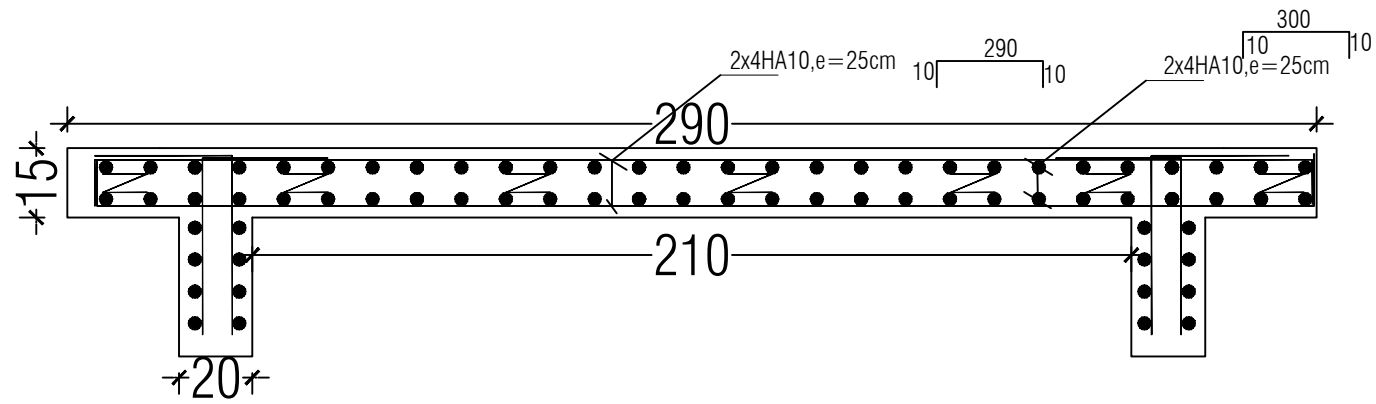


NIV: +24.48,+27.54,+30.60

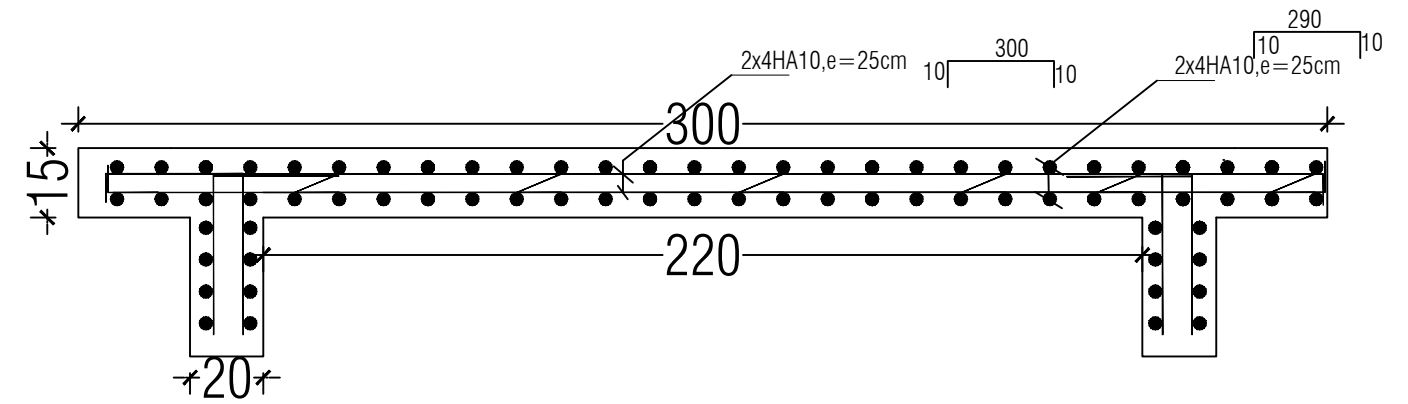


# Ferrailage de Dalle salle machine

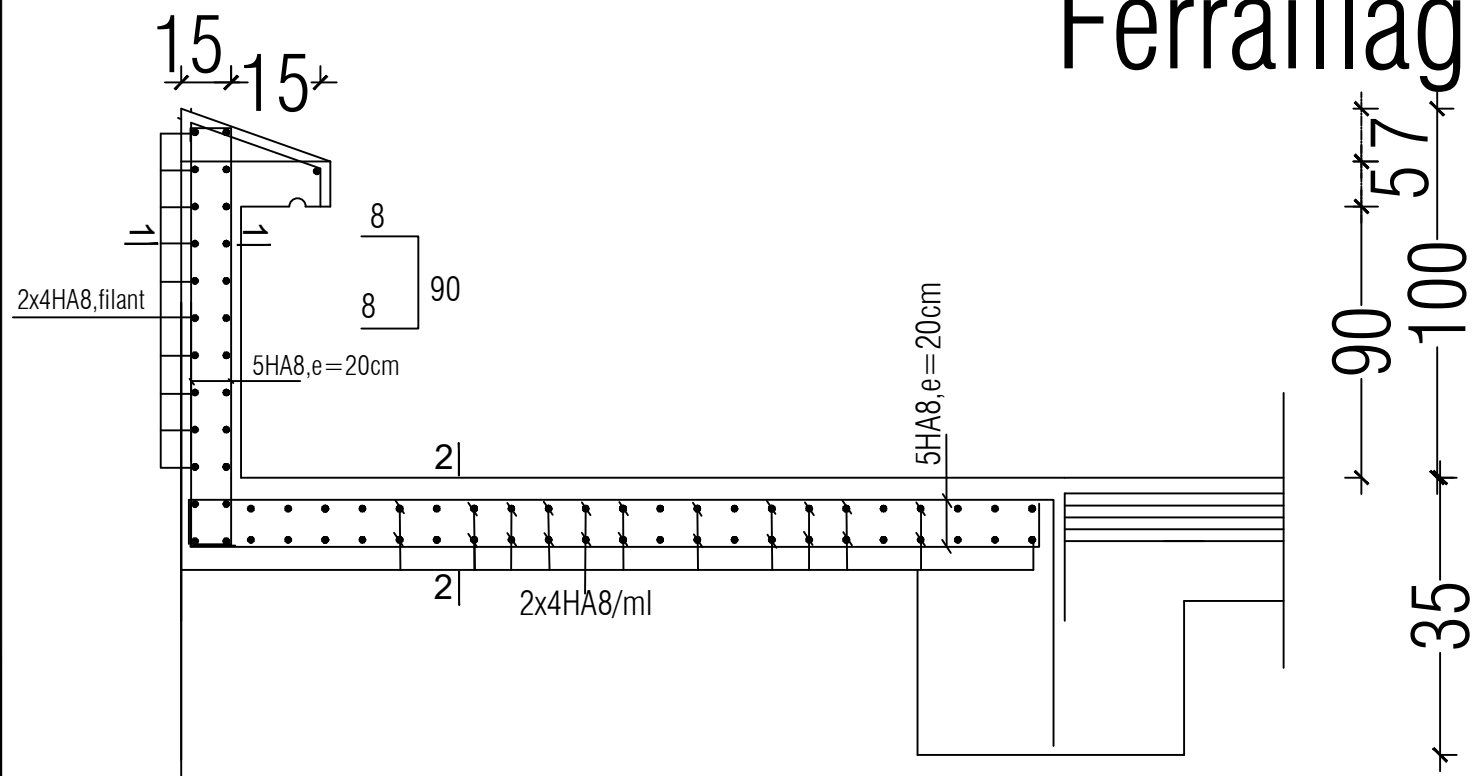
Sens X-X



Sens Y-Y

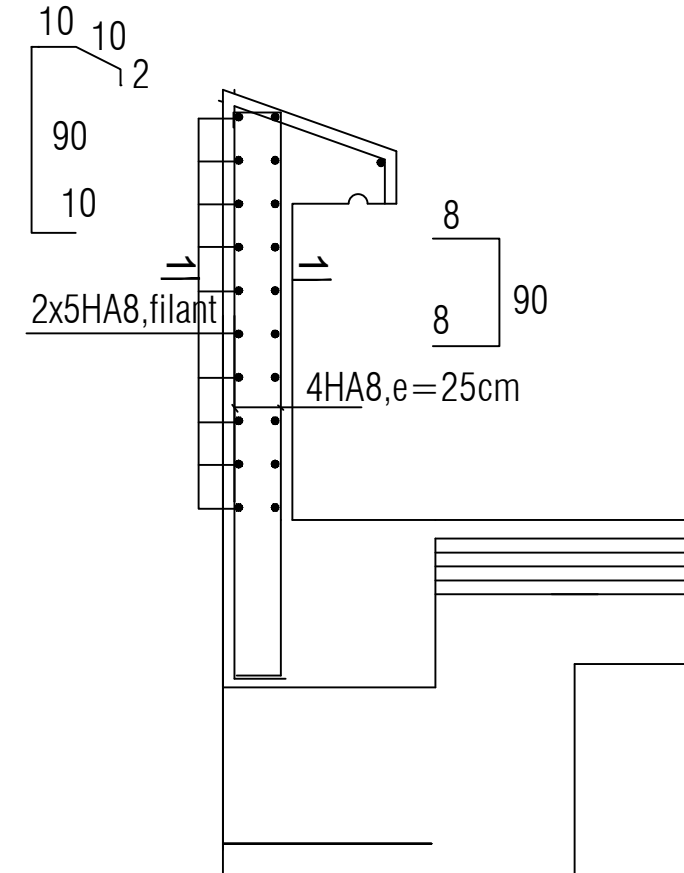
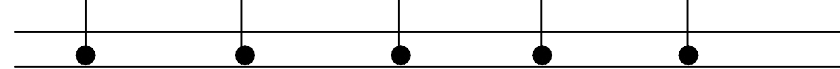


# Ferrailage d'acorère



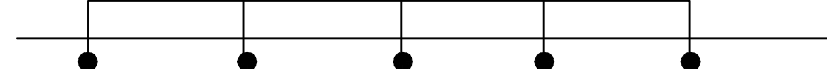
COUPE 2-2

5HA8/ml  
e=20cm

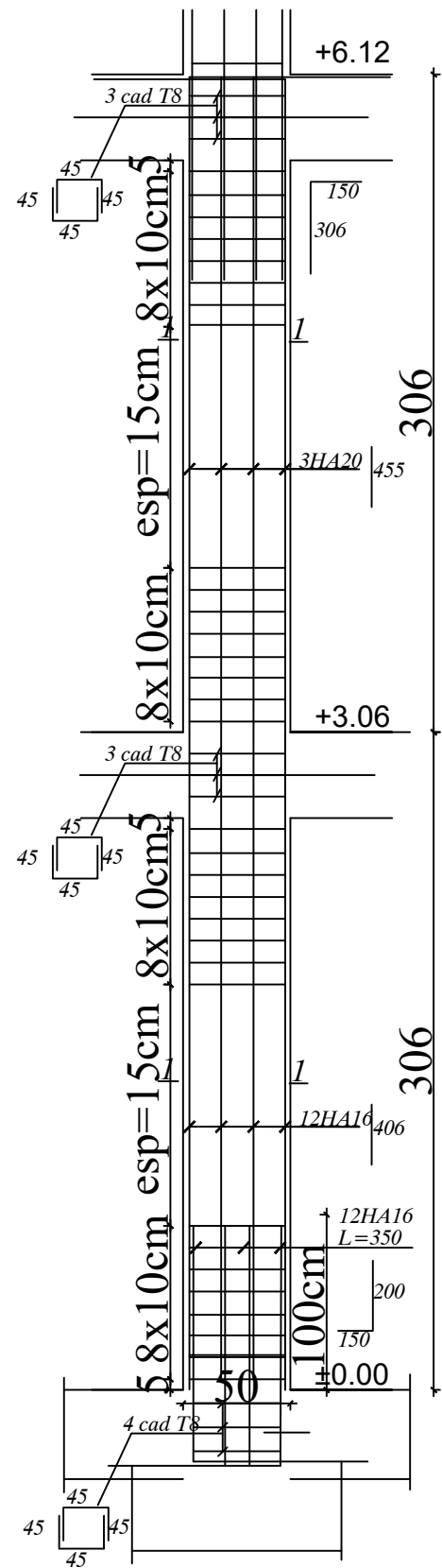


COUPE 1-1

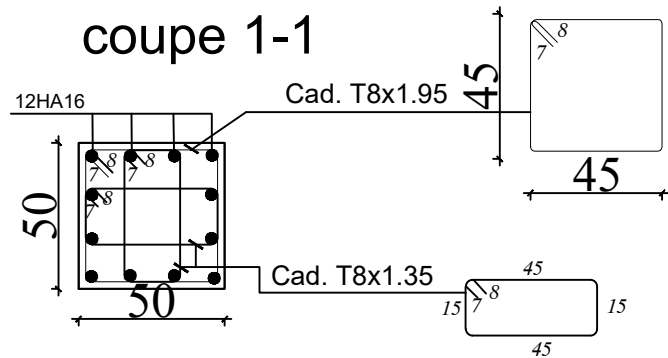
5HA8/ml  
e=20cm



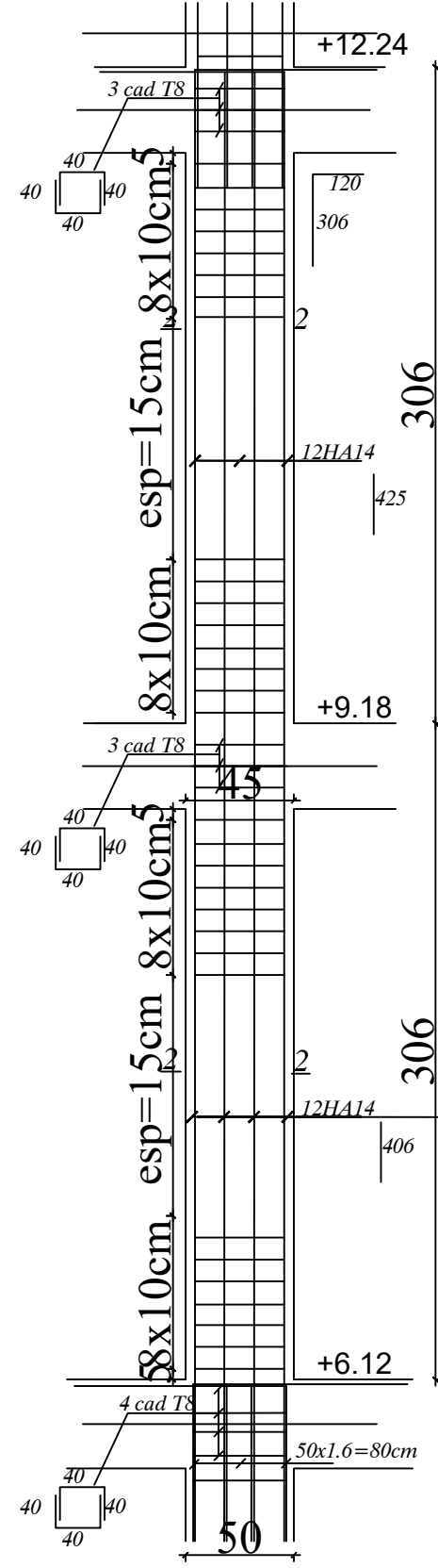
POTEAUX (RDC, 1ER étage)



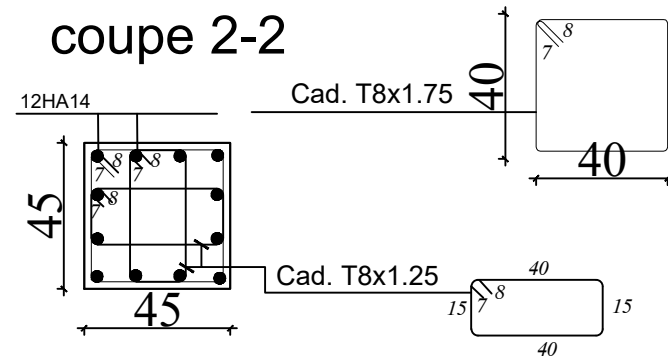
coupe 1-1



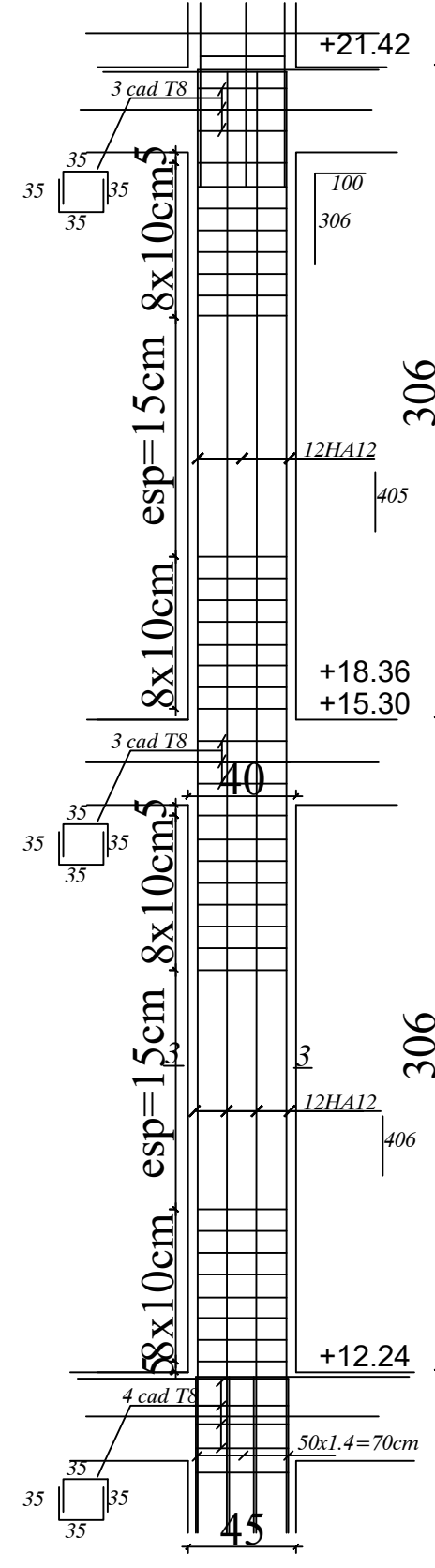
POTEAUX (2ème, 3ème étage)



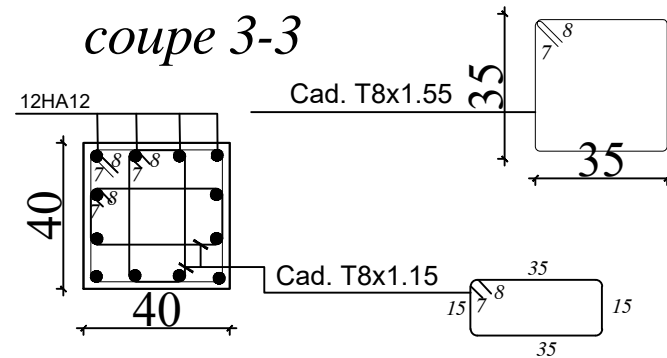
coupe 2-2



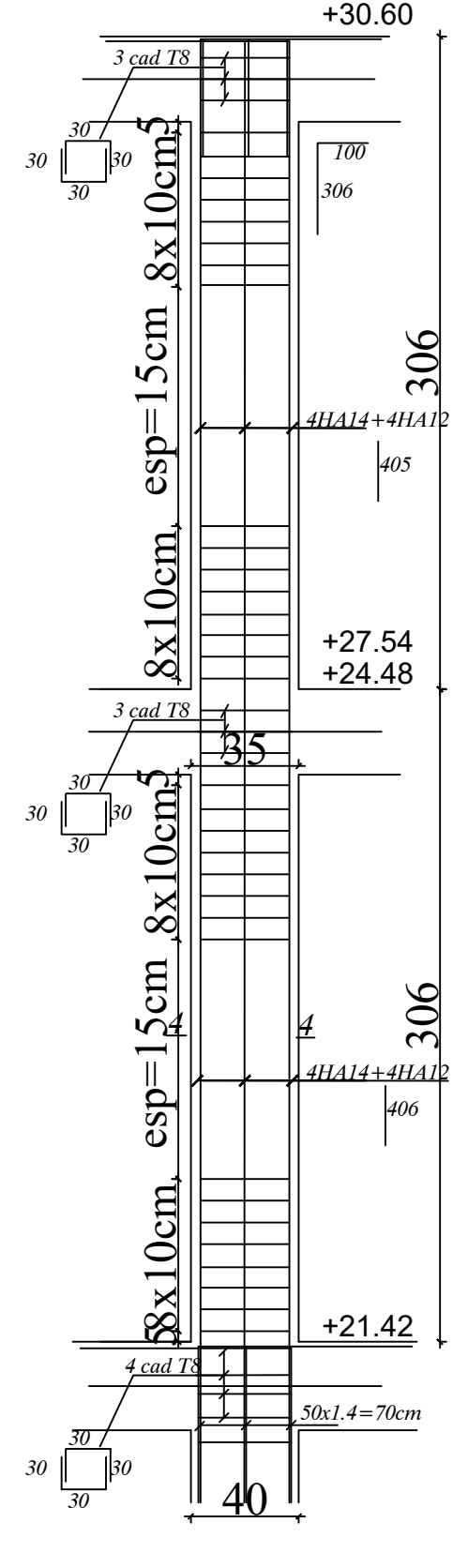
POTEAUX (4ème, 5ème, 6ème étage)



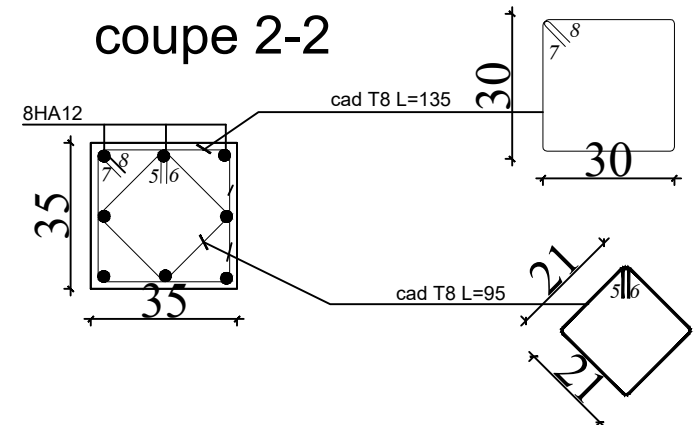
coupe 3-3



POTEAUX (7ème, 8ème, 9ème étage)

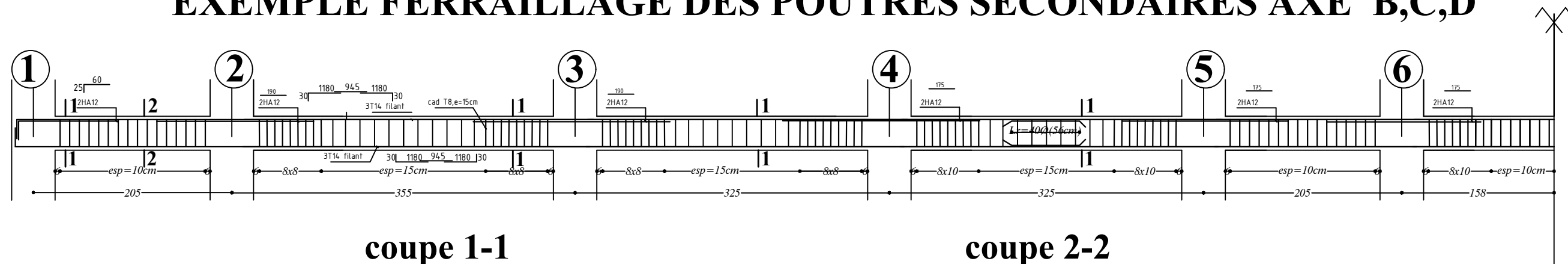


coupe 2-2

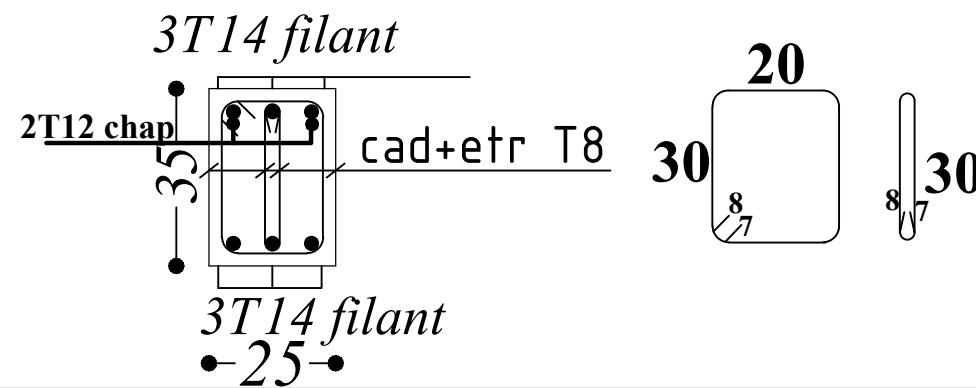


# FERRAILLAGE DES POUTRES

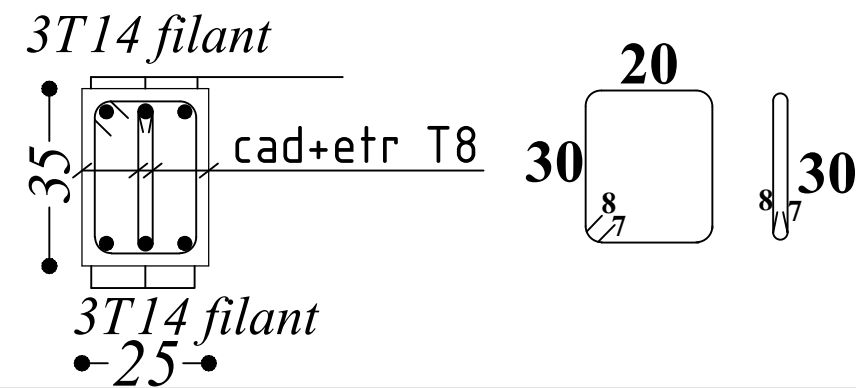
## EXEMPLE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES AXE B,C,D



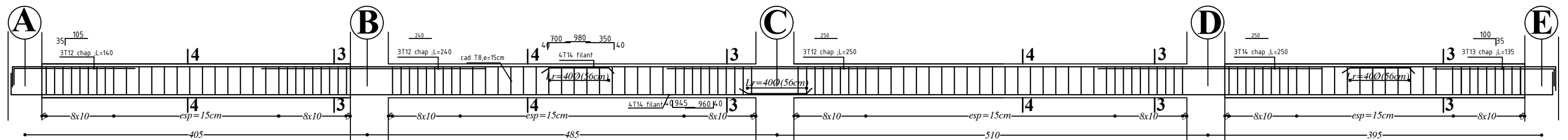
coupe 1-1



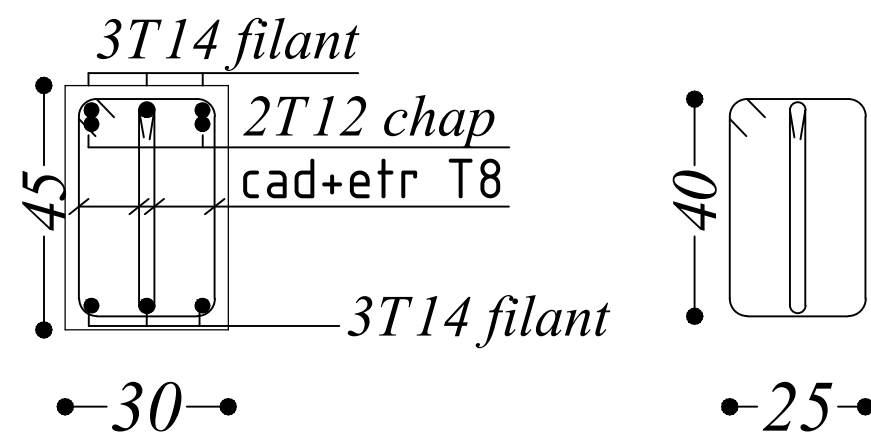
coupe 2-2



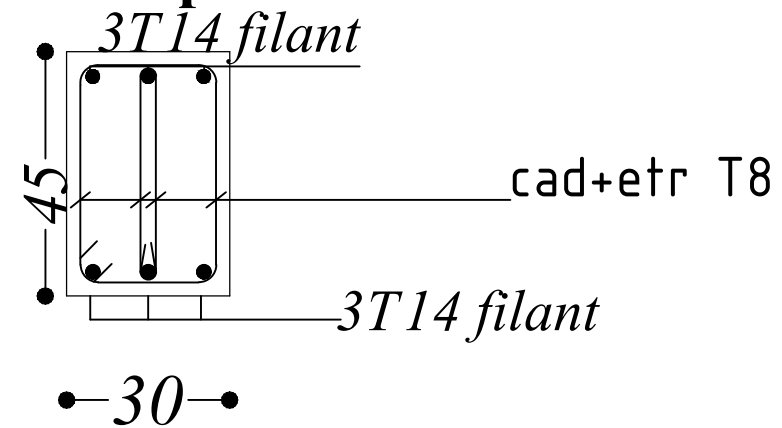
## EXEMPLE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES AXE \*3\*,\*11\*



coupe 3-3

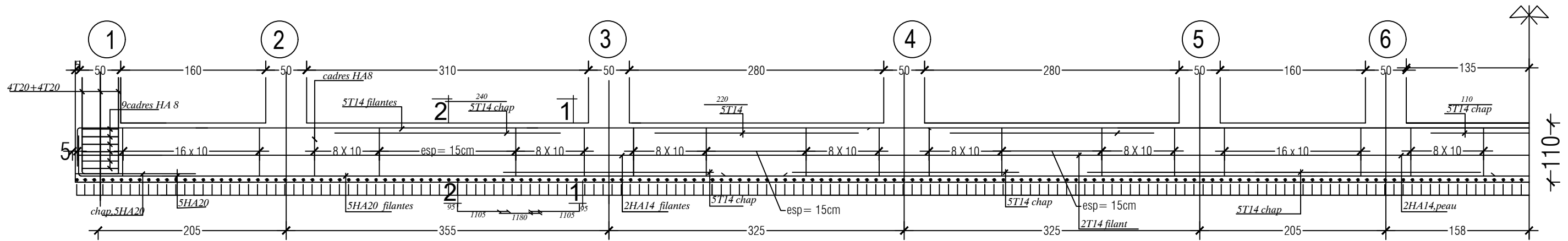


coupe 4-4

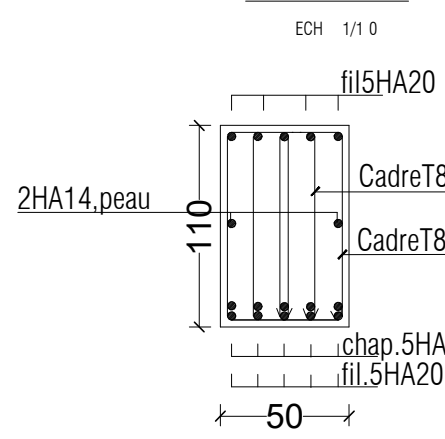


# FERRAILLAGE DES NERVURES (50x110)

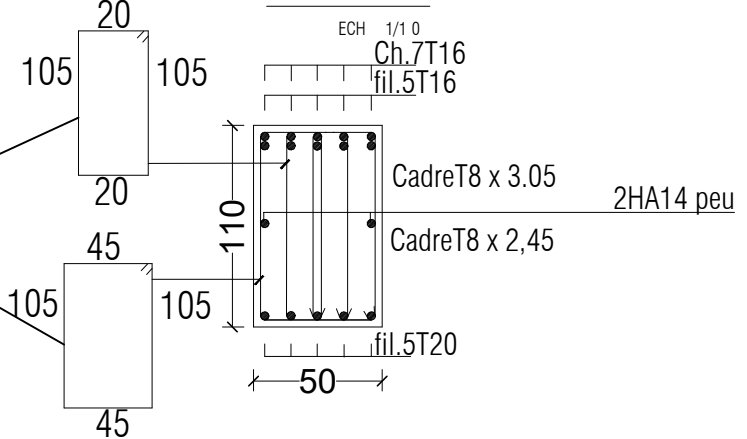
## NERVURE Sens Y-Y



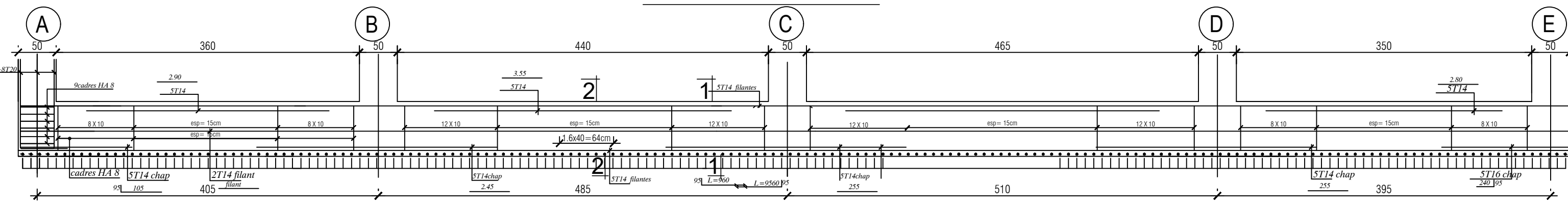
COUPE 1-1



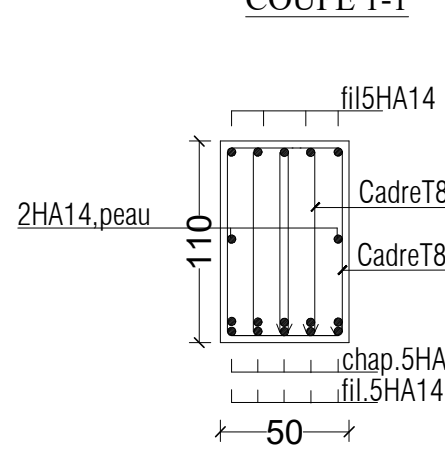
COUPE 2-2



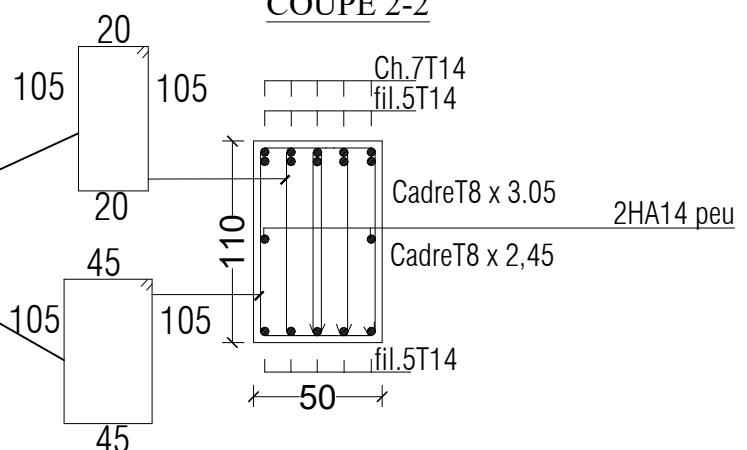
## NERVURE Sens X-X

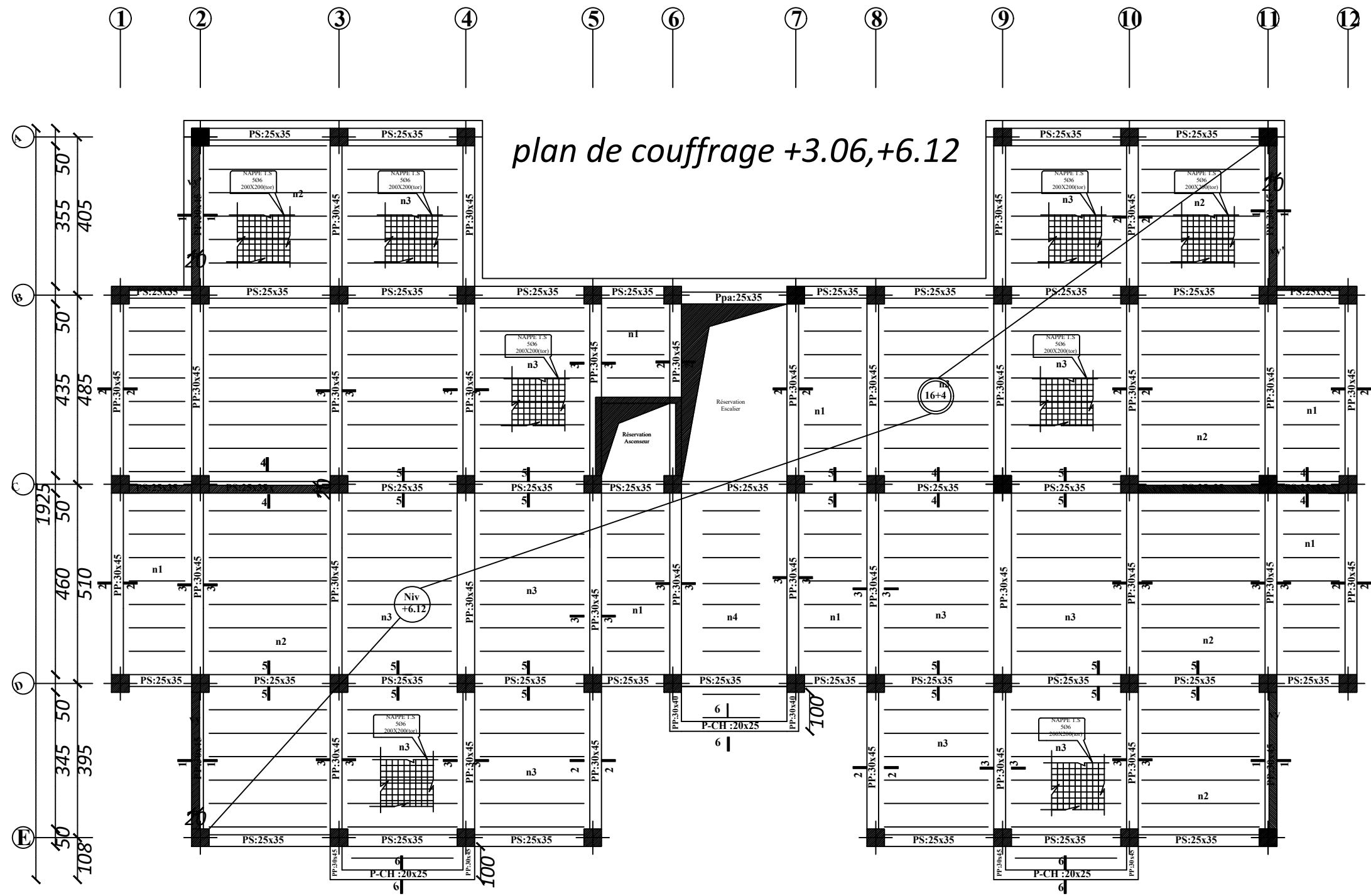


COUPE 1-1

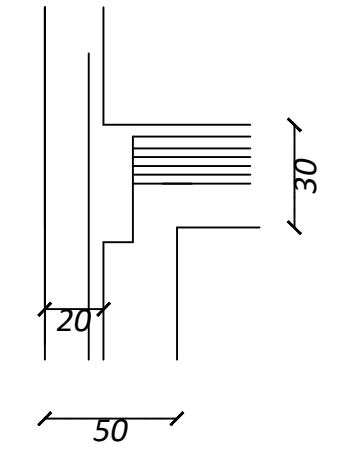


COUPE 2-2

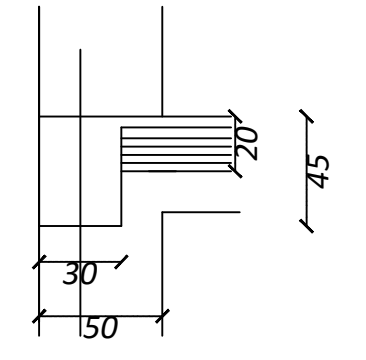




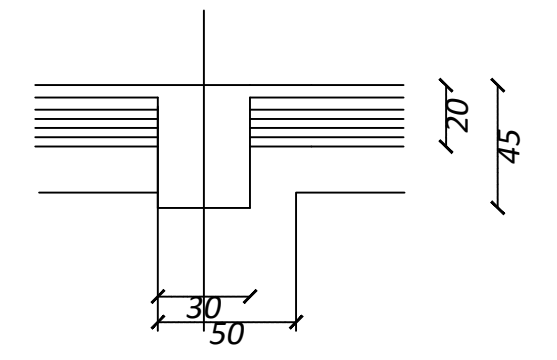
Coupe 1.1



Coupe 2.2

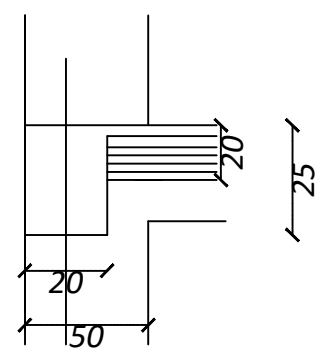


Coupe 3.3

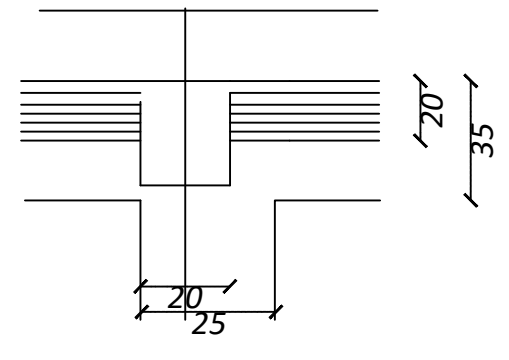


50	155	50	305	50	275	50	275	50	155	50	270	50	160	50	280	50	275	50	305	50	155	50	
205		355		325		325		205		315		205		325		325		355		205			
3190																							

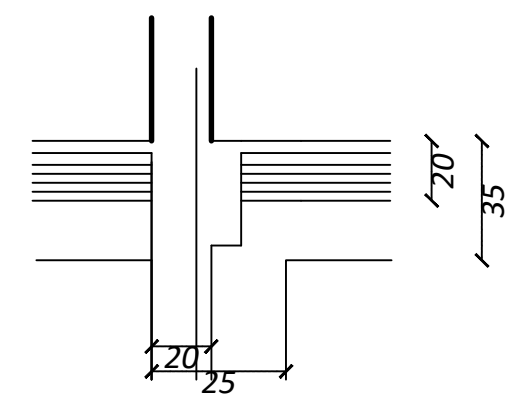
Coupe 2.2



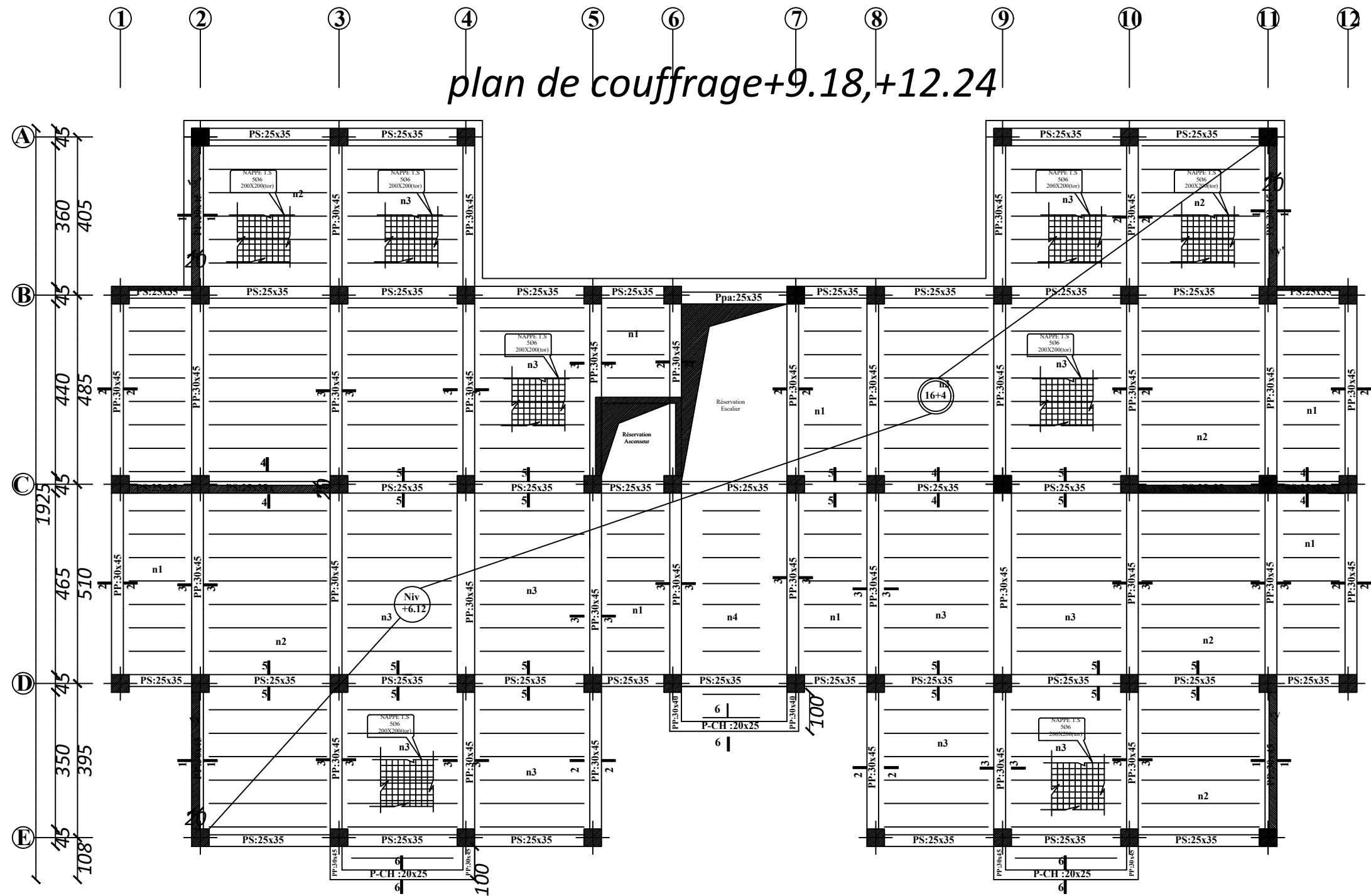
Coupe 5.5



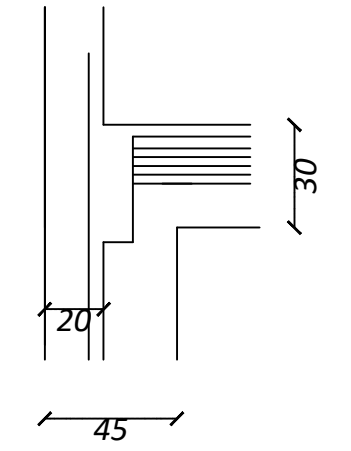
Coupe 4.4



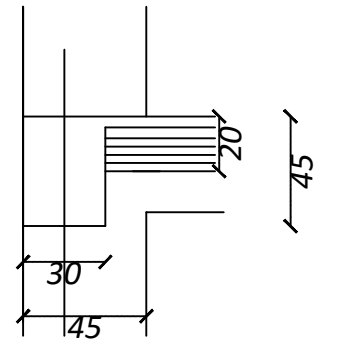
# plan de couffrage +9.18, +12.24



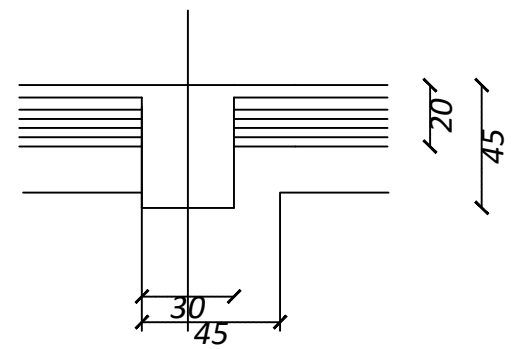
### Coupe 1.1



### Coupe 2.2

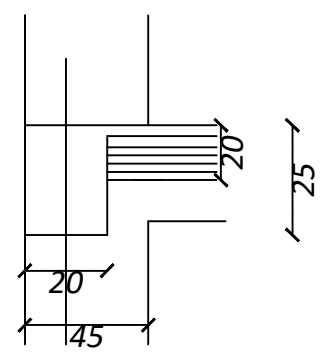


### Coupe 3.3

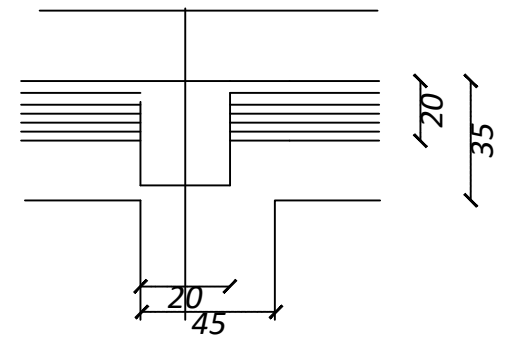


45	160	45	310	45	280	45	280	45	160	45	275	45	165	45	285	45	280	45	310	45	160	45
-----																						
205	355	325	325	205	315	205	325	325	355	205			355	205								
												3190										

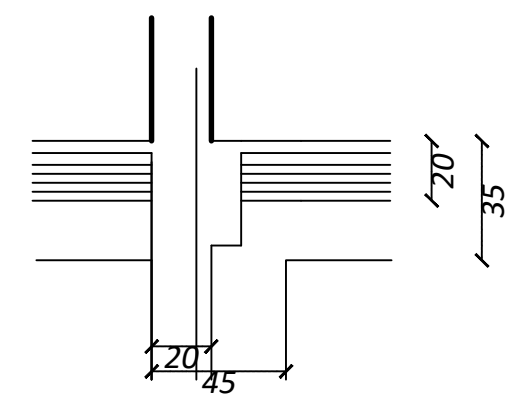
### Coupe 2.2



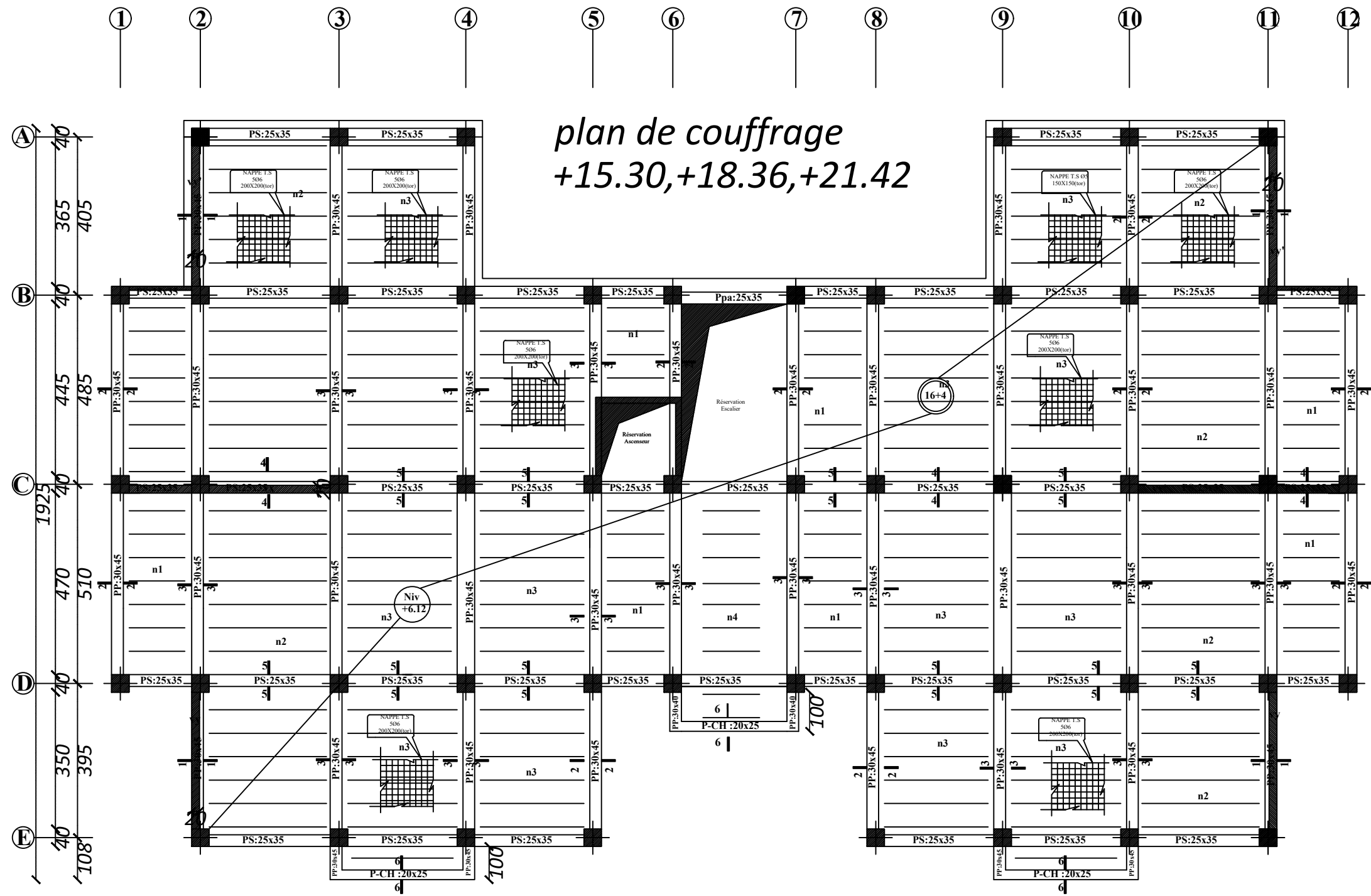
### Coupe 5.5



### Coupe 4.4

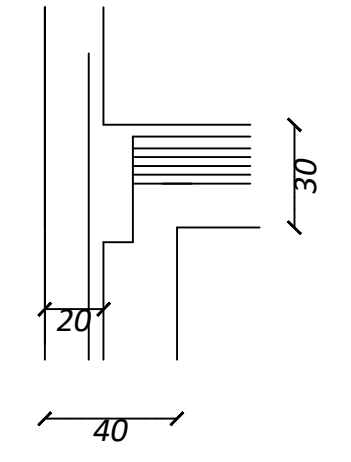


plan de couffrage  
+15.30,+18.36,+21.42

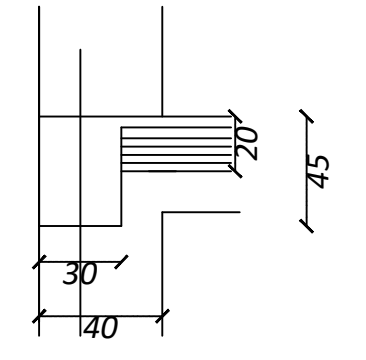


40	165	40	315	40	285	40	285	40	165	40	285	40	165	40	285	40	285	40	315	40	165	40	
/		/		/		/		/		/		/		/		/		/		/		/	
205		355		325		325		205		315		205		325		325		355		205			
3190																							

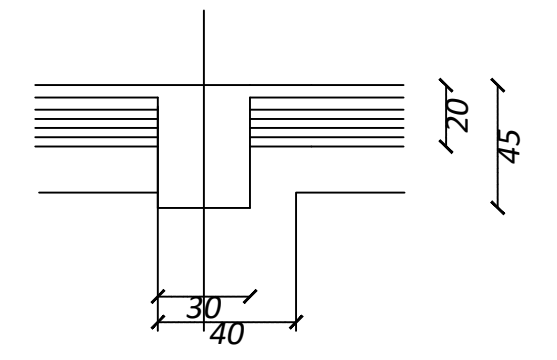
Coupe 1.1



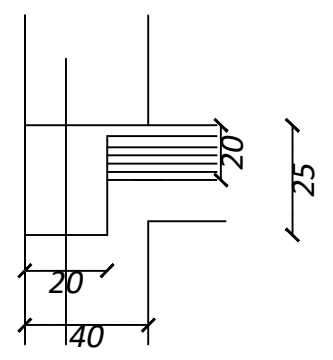
Coupe 2.2



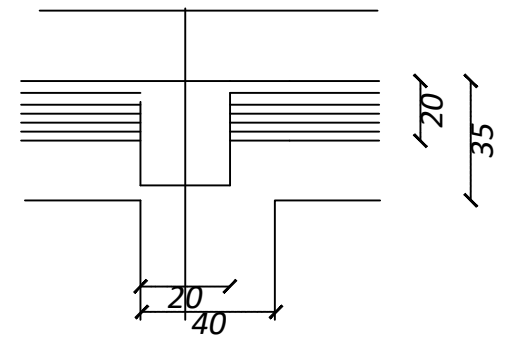
Coupe 3.3



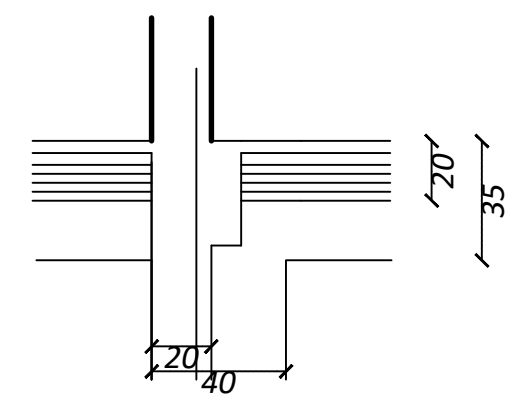
Coupe 2.2



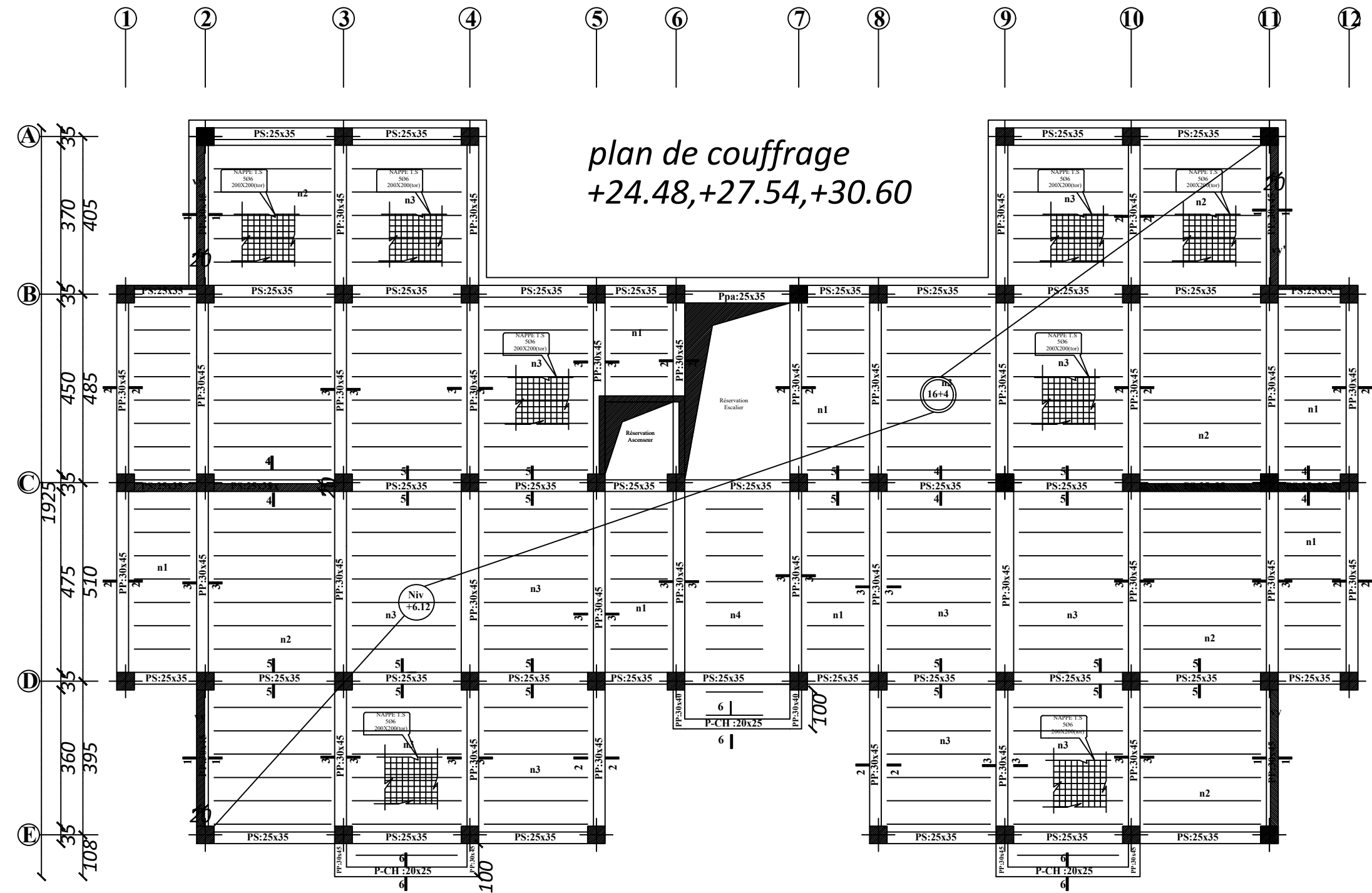
Coupe 5.5



Coupe 4.4

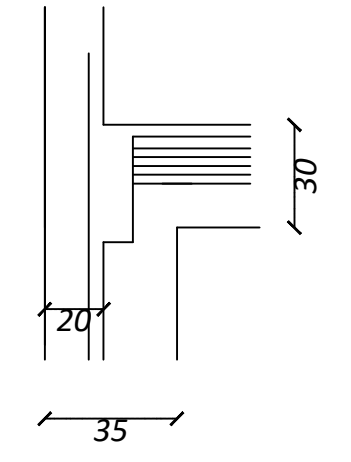


plan de couffrage  
+24.48,+27.54,+30.60

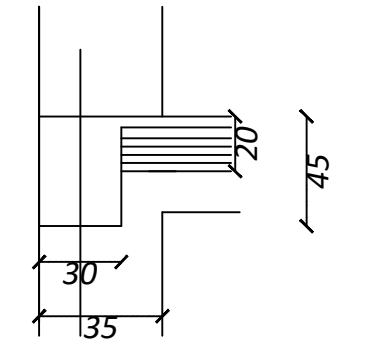


35	170	35	320	35	290	35	290	35	170	35	285	35	175	35	295	35	295	35	320	35	170	35
205		355		325		325		205		315		205		325		325		355		205		
3190																						

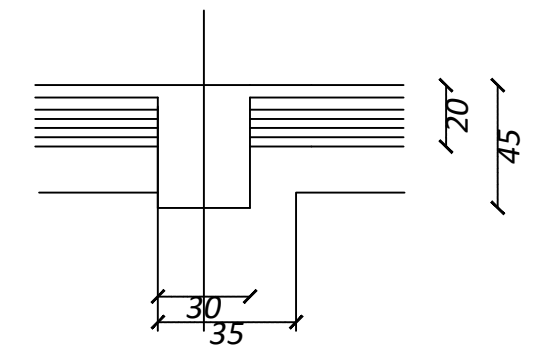
Coupe 1.1



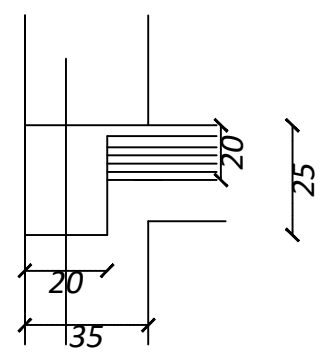
Coupe 2.2



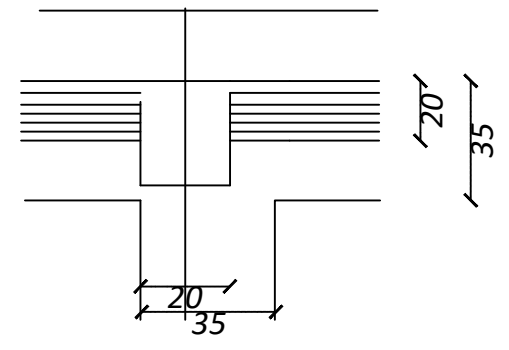
Coupe 3.3



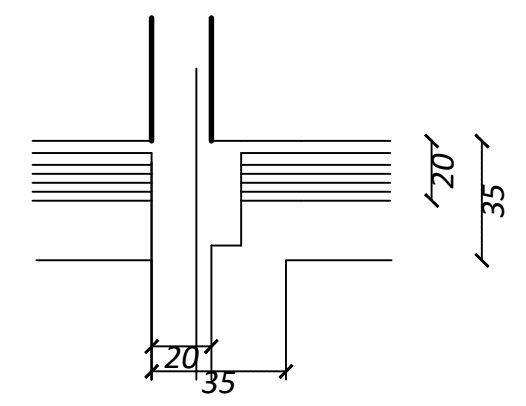
Coupe 2.2

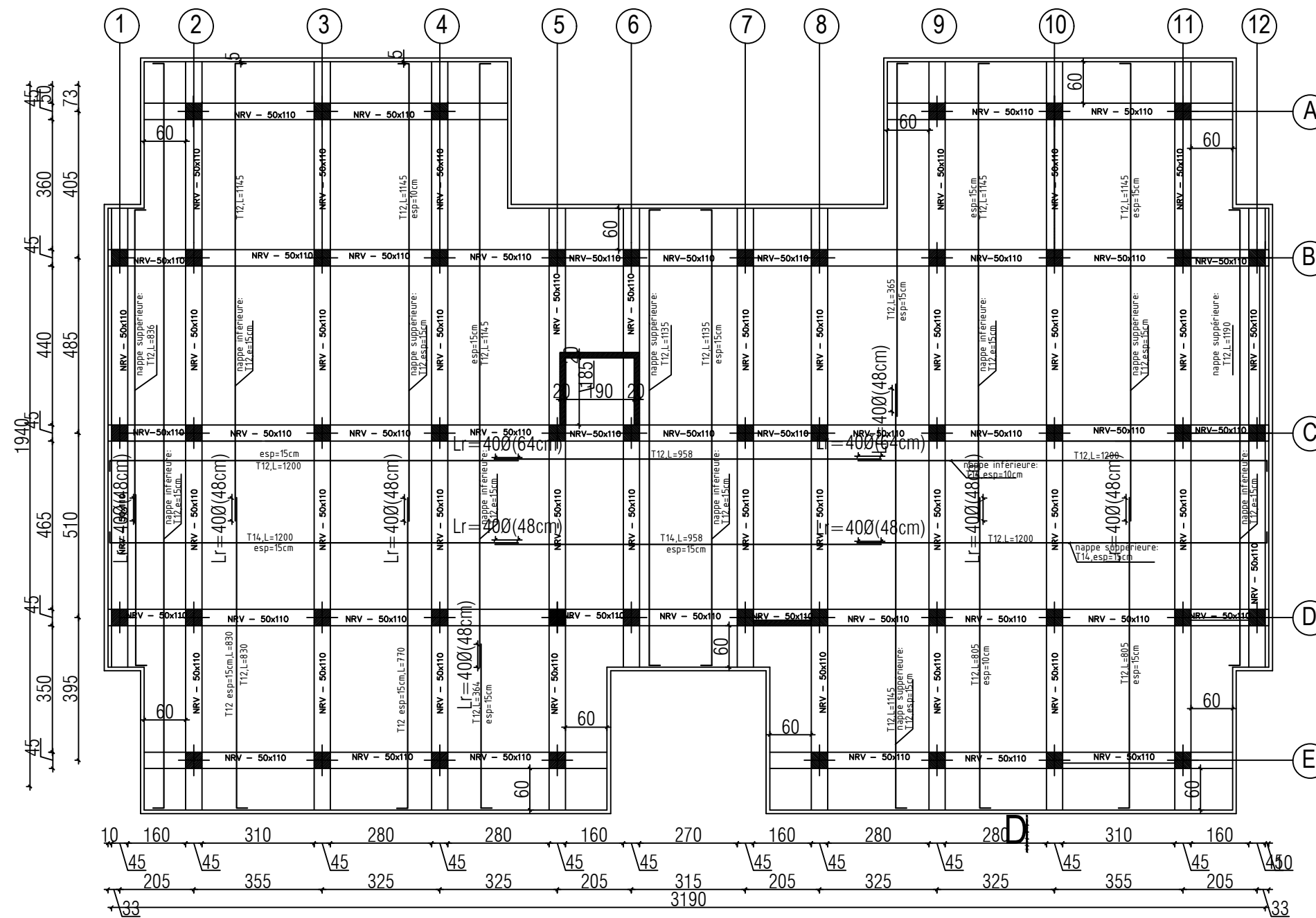


Coupe 5.5

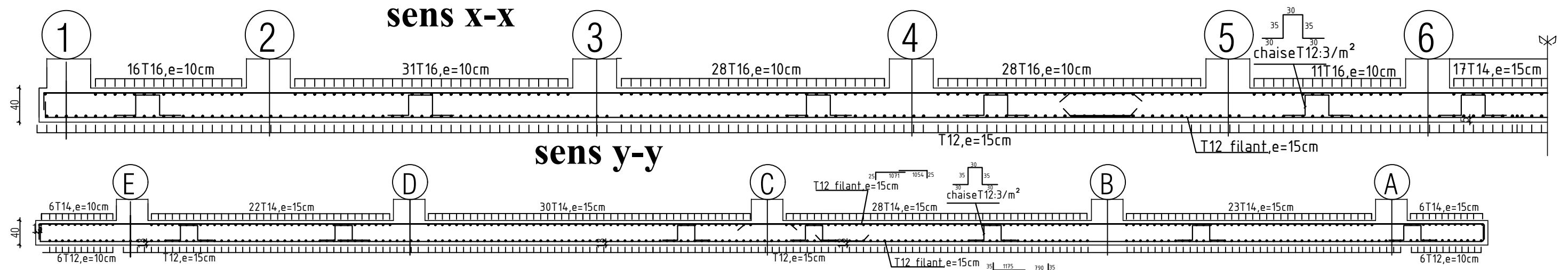


Coupe 4.4





**plan de coffrage niv: +0,00m**



**Ferrailage de RADIER**

## Conclusion

Arrivé au terme de ce travail, ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant cette formation en me basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi de mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après cette étude, il convient de souligner les points suivants :

Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate dans la mesure du possible vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important.

Il est certain que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

# **Bibliographie**

## **Règlements**

1. Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
2. DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
3. Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
4. Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM, DDS).
5. Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
6. Cours d'ETABS.
7. Cours d'AUTOCAD

## **Logiciels**

1. Logiciel ETABS 9.7.0.
2. Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
3. EXCEL, WORD, POWERPOINT 2016.
4. AUTOCAD 2017.