

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme de master  
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

**Filière :** Génie Civil

**Spécialité :** Construction Civile Industrielle

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment R+5 + e-sol à usage  
d'habitation et commercial contreventé par des  
voiles**

*Présenté par :*

***Mr SABOUN Mourad***

Devant le jury composé de :

Mr ATLAOUI Djamel	Maître de conférences (A) à l'UMMTO	Président
Mr KHELIL Nacim	Maître de conférences (A) à l'UMMTO	Examineur
Mr ALICHE Amar	Maître de conférences (A) à l'UMMTO	Encadrant

Promotion : 2024/2025

## Remerciements

Avant toute chose, nous exprimons notre profonde gratitude envers Dieu, qui nous a accordé la force et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadrant, **MR ALLICHE.A**, pour son accompagnement précieux, sa disponibilité, ainsi que la qualité de ses conseils et orientations tout au long de ce projet. Sa bienveillance et son soutien ont été d'une grande importance dans la réalisation de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury, que nous remercions chaleureusement pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer notre travail.

Enfin, nous souhaitons remercier toutes les personnes qui nous ont soutenus, de près ou de loin, au cours de ces cinq années passées au **Département de Génie Civil de l'UMMTO**.

## Dédicaces

Je dédie ce travail,

À mes chers parents.

À mon **père**, mon pilier, mon modèle de force et de persévérance, qui m'a toujours encouragé à aller de l'avant.

À ma **mère**, qui a toujours cru en moi et m'a soutenu sans condition. Aucune dédicace ne saurait exprimer pleinement le respect, l'amour éternel et la profonde reconnaissance que je vous porte pour tous les sacrifices consentis afin d'assurer mon éducation et mon bien-être.

À mon **frère** et mes **sœurs**,

Que Dieu Vous protège pour toujours ;

À mes amies, qui ont toujours été à me cotées.

**(Hanafi, Slimane, Aziz, Anis, Yacine, Faouzi, Fatah, Fatma, Naoual, Manel .....tous mes amis de ma promo)**

## Liste des figures

<b>Figure I.1 :</b> Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	6
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	7
<b>FigureI.3 :</b> Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	9
<b>Figure II.1:</b> Schéma descriptif d'un plancher courant.....	11
<b>Figure II.2:</b> localisation du poteau le plus sollicité.....	13
<b>Figure II.3:</b> élément constituant le plancher terrasse.....	14
<b>Figure II.4:</b> élément constituant le plancher (étage courant).....	15
<b>Figure II.5 :</b> élément constituant la dalle pleine.....	16
<b>Figure II.6 :</b> coupe verticale d'un mur extérieur.....	16
<b>Figure II.7 :</b> coupe verticale d'un mur intérieur.....	17
<b>FigureII.8 :</b> Coupe de voile en élévation Source : RPA 24 version 2024.....	21
<b>Figure III.1 :</b> Surface revenant aux poutrelles.....	25
<b>Figure III.2 :</b> Construction de la section en T.....	26
<b>Figure III .3 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	29
<b>Figure III.4 :</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	30
<b>Figure III.5 :</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	32
<b>Figure III.6 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	33
<b>Figure III .7 :</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	34
<b>Figure III.8 :</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	35
<b>Figure III.9 :</b> Panneau dalle pleine.....	43
<b>Figure III.10 :</b> Coupe transversale du plancher en dalle.....	43
<b>Figure III.11 :</b> Ascenseur.....	49
<b>Figure III.12 :</b> Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.....	50
<b>Figure III.13 :</b> Schéma statique balcon.....	56
<b>Figure III.14:</b> Coupe transversale de l'acrotère.....	61
<b>Figure III.15:</b> Schéma statique de l'acrotère.....	61
<b>Figure III.16 :</b> Diagramme des efforts internes.....	62
<b>Figure III.17 :</b> Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	62

<b>Figure III.18</b> : Terminologie d'un escalier.....	66
<b>Figure III.19</b> : Coupe verticale de l'escalier.....	67
<b>Figure III.20</b> : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	69
<b>Figure III.21</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	71
<b>Figure III.22</b> : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	74
<b>Figure III.23</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	75
<b>Figure III.24</b> : Schéma statique poutre palière.....	78
<b>Figure III.25</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	80
<b>Figure III.26</b> : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	83
<b>Figure IV.1</b> : Modèle étudié avec logiciel ETABS.....	98
<b>Figure VII.1</b> : Dimensionnement d'une semelle isolée.....	142
<b>Figure VII.2</b> : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).....	145
<b>Figure VII.3</b> : Diagramme des contraintes.....	152
<b>Figure VII.4</b> : Schéma statique du débord.....	159
<b>Figure VII.5</b> : Présentation des chargements simplifiés.....	160
<b>Figure VIII.1</b> : Schéma statique du mur plaque.....	177
<b>Figure VIII.2</b> : Diagramme des contraintes.....	179

## Liste des tableaux

<b>Tableau II.1</b> : Vérification (Art 7-5-1 RPA24 Version 2024).....	11
<b>Tableau II.2</b> : Surcharge d'exploitation du différent élément.....	13
<b>Tableau II.3</b> : Récapitulatif de la descente de charges.....	14
<b>Tableau III.1</b> : Poids des planchers repris par la poutrelle.....	26
<b>Tableau III.2</b> : Combinaison de charges.....	26
<b>Tableau III.3</b> : Résultats à l'ELU.....	31
<b>Tableau III.4</b> : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.....	44
<b>Tableau III.5</b> : Charges permanentes revenant aux balcons.....	56
<b>Tableau III.6</b> : Charges due au poids du garde-corps.....	57
<b>Tableau III.7</b> : Charges et surcharges revenant au palier.....	68
<b>Tableau III.8</b> : Charges et surcharges revenant à la paillasse.....	68
<b>Tableau III.9</b> : Charges revenant au mur extérieur.....	69
<b>Tableau V.1</b> : Résultats de la période donnée par ETABS.....	100
<b>Tableau V.2</b> : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.....	103
<b>Tableau V.3</b> : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.....	105
<b>Tableau V.4</b> : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.....	106
<b>Tableau V.5</b> : Valeurs de pondération.....	107
<b>Tableau V.6</b> : Déplacement relatif dans le sens X-X.....	109
<b>Tableau V.7</b> : Déplacement relatif dans le sens Y-Y.....	110
<b>Tableau VI.1</b> : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	113
<b>Tableau VI.2</b> : La section minimal et maximal d'armature.....	113
<b>Tableau VI.3</b> : Ferrailage des poteaux.....	114
<b>Tableau VI.4</b> : Détermination des armatures transversales des poteaux.....	118
<b>Tableau VI.5</b> : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....	120
<b>Tableau VI.6</b> : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes.....	121
<b>Tableau VI.7</b> : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.....	122
<b>Tableau VI.8</b> : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	122
<b>Tableau VI.9</b> : La section minimale et maximale d'armature.....	123

<b>Tableau VI.10</b> : Ferrailage des poutres principal.....	124
<b>Tableau VI.11</b> : Ferrailage des poutres secondaire.....	125
<b>Tableau VI.12</b> : Vérifications des contraintes.....	130
<b>Tableau VI.13</b> : Vérifications des contraintes.....	130
<b>Tableau VI.14</b> : Calcul des efforts normaux.....	134
<b>Tableau VI.15</b> : Ferrailage des voiles.....	136
<b>Tableau VI.16</b> : Ferrailage des voiles.....	137
<b>Tableau VI.17</b> : Ferrailage des voiles.....	138
<b>Tableau VI.18</b> : Ferrailage des voiles.....	139
<b>Tableau VII.1</b> : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	143
<b>Tableau VII.2</b> : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	144
<b>Tableau VII.3</b> : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	144
<b>Tableau VII.4</b> : Ferrailage du panneau de dalle du radier.....	157
<b>Tableau VII.5</b> : Vérification de la condition de non fragilité.....	157
<b>Tableau VII.6</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	158
<b>Tableau VII.7</b> : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	161
<b>Tableau VII.8</b> : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).....	162
<b>Tableau VII.9</b> : Les efforts internes dans les nervures.....	171
<b>Tableau VII.10</b> : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	171
<b>Tableau VII.11</b> : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.....	172
<b>Tableau VII.12</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	174

## Liste des diagrammes

<b>Diagramme VII.1:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).....	163
<b>Diagramme VII.2:</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).....	163
<b>Diagramme VII.3:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).....	164
<b>Diagramme VII.4:</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).....	164
<b>Diagramme VII.5:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).....	165
<b>Diagramme VII.6:</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).....	165
<b>Diagramme VII.7:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).....	166
<b>Diagramme VII.8:</b> Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).....	166
<b>Diagramme VII.9:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).....	167
<b>Diagramme VII.10:</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).....	167
<b>Diagramme VII.11:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).....	168
<b>Diagramme VII.12:</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).....	168
<b>Diagramme VII.13:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).....	169
<b>Diagramme VII.14:</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).....	169
<b>Diagramme VII.15:</b> Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).....	170
<b>Diagramme VII.16:</b> Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y).....	170

## Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### **Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage**

Introduction.....	2
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2. Caractéristiques géométriques.....	2
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	2

### **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

Introduction.....	10
II.1. Les planchers.....	10
II.2. Les poutres.....	11
II.3. Les poteaux.....	13
II.4. Dalle pleine.....	20
II.5. Voiles.....	21

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

Introduction.....	23
III.1. Plancher d'étage courant.....	23
III.2. Plancher en dalle pleine.....	43
III.3. Salle machine.....	49
III.4. Les balcons.....	56
III.5. L'acrotère.....	61
III.6. Les escaliers.....	66
III.7. Poutre palière.....	78

## **Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS**

Introduction.....	85
IV.1. Description du logiciel ETABS.....	85
IV.2. Les étapes de la modélisation.....	86
IV.2.1. Etape 01 : La géométrie de base.....	86
IV.2.2. Etape 02 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux.....	87
IV.2.3. Etape 03 : Définition des sections structurales.....	89
IV.2.4. Etape 04 : Définition des éléments surfaciques.....	90
IV.2.5. Etape 05 : Application du paramètre géométrique des éléments.....	90
IV.2.6. Etape 06 : Définition des charges statiques.....	92
IV.2.7. Etape 07 : Définition des charges dynamique.....	94
IV.2.8. Etape 08 : Les combinaisons d'actions.....	95
IV.2.9. Etape 09 : Masse source (la masse sismique).....	96
IV.2.10. Etape 10 : Diaphragm.....	96
IV.3. Étapes de l'analyse et présentation des résultats.....	97

## **Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024**

Introduction.....	99
V.1. Nombre de modes à considérer.....	99
V.2. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	100
V.3. Sollicitations normales.....	101
V.4. Justification du système de contreventement.....	102
Conclusion.....	112

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments**

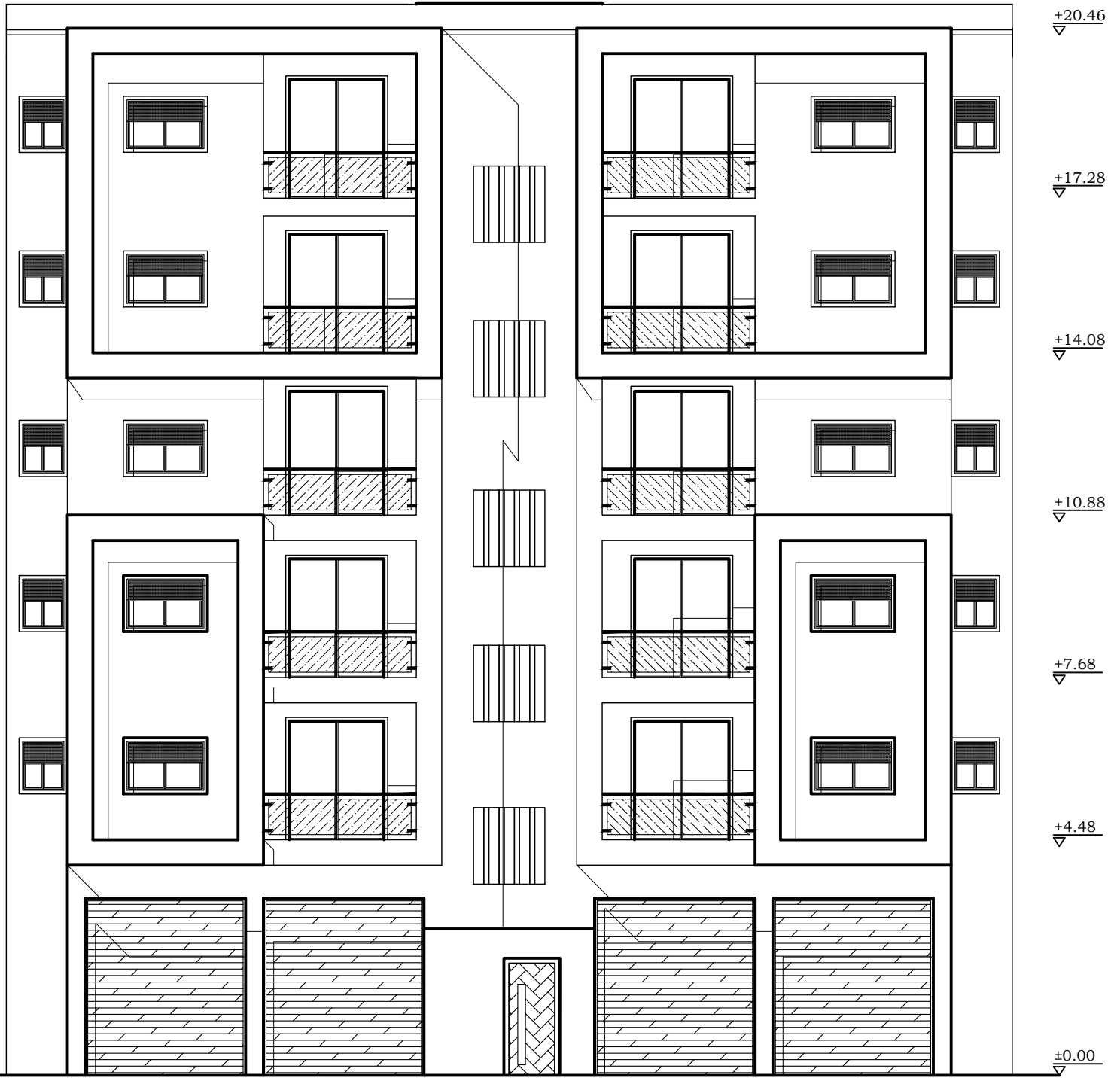
VI.1. Ferrailage des poteaux.....	113
VI.2. Ferrailage des poutres.....	122
VI.3. Ferrailage des voiles de contreventements.....	131

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

Introduction.....	140
VII.1. Différents types de fondations.....	140
VII.1.1. Fondations superficielles.....	140
VII.1.2. Fondations semi-profondes.....	140
VII.1.3. Fondations profondes.....	140
VII.2. Etude géotechnique du sol.....	141
VII.3. Choix du type de fondation.....	141
VII.4. Dimensionnement.....	141
VII.4.1. Semelles isolées.....	141
VII.4.2. Semelles filantes.....	143
VII.4.3. Etude du radier général.....	146
Conclusion.....	175

## **Chapitre VIII : Etude du mur plaques**

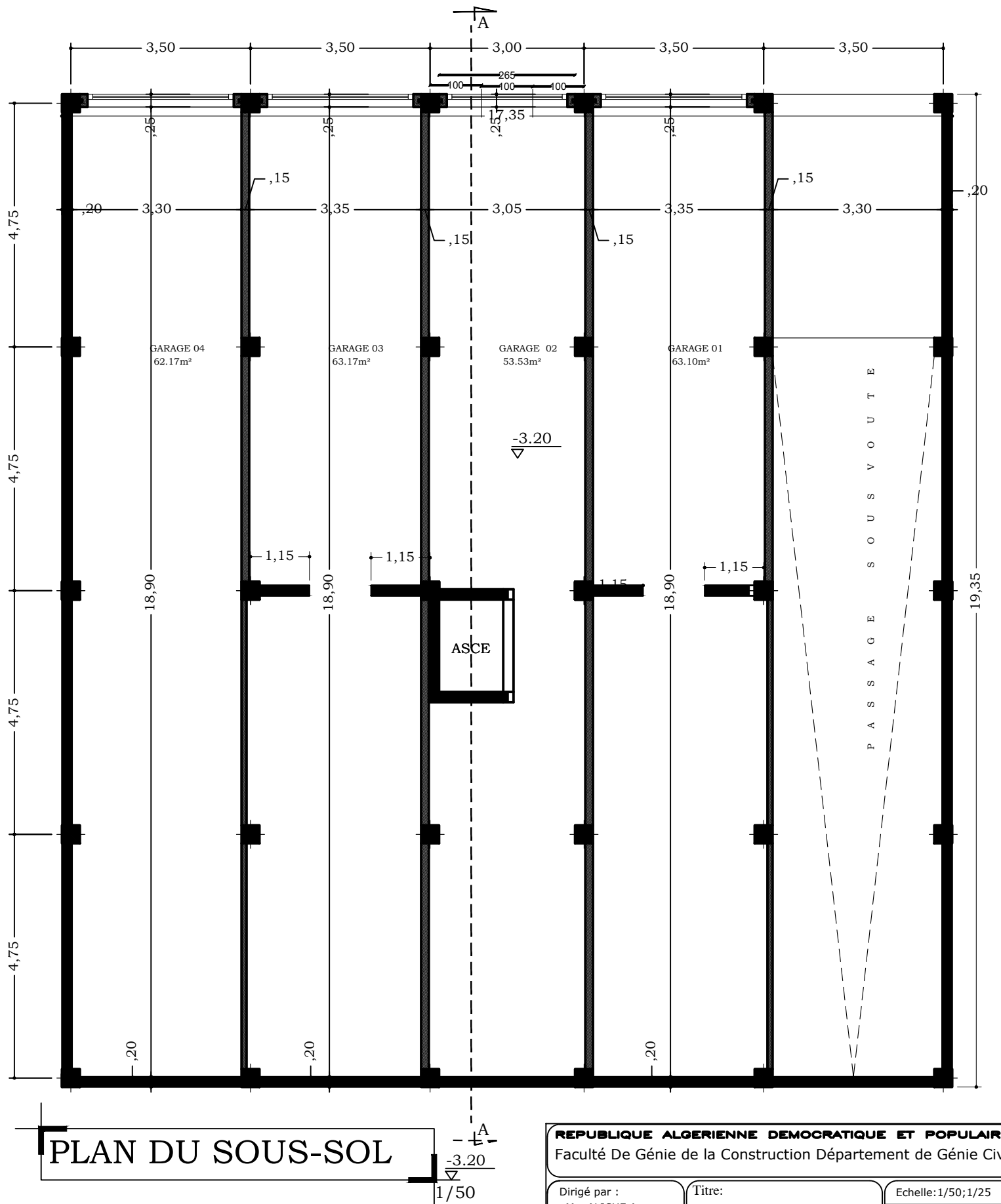
Introduction.....	177
VIII.1. Pré dimensionnement du voile périphérique.....	177
VIII.2. Ferrailage du mur plaque.....	179
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>186</b>



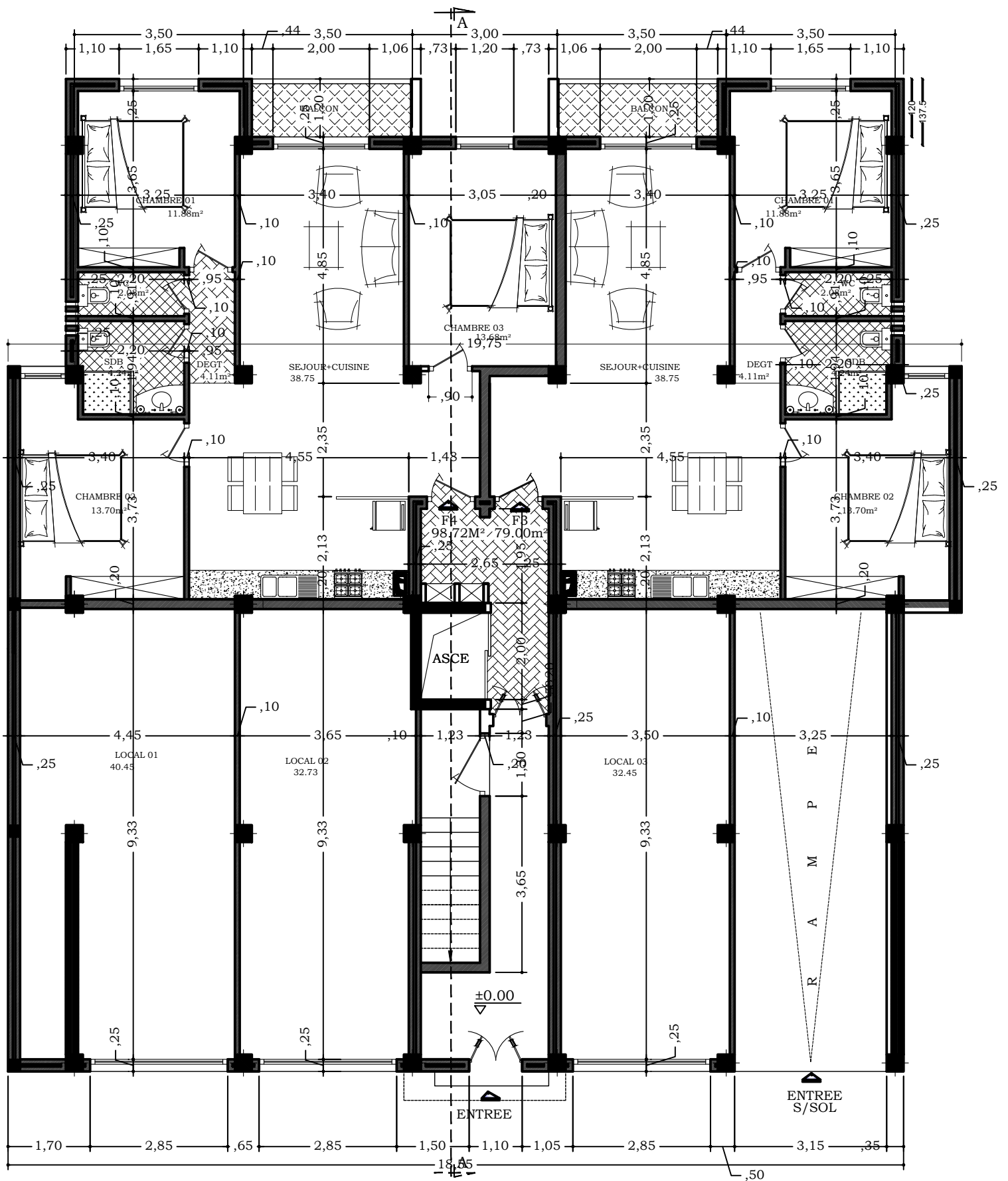
# FACADE PRINCIPALE

1/50

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b> Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr :ALICHE Amar Etudié par : Mr :SABOUN Mourad	Titre: FACADE PRINCIPALE	Echelle:1/50;1/25 Planche N° : Promotion 2025



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr :ALICHE Amar	Titre: <b>PLAN DU SOUS-SOL</b>	Echelle: 1/50; 1/25
Etudié par : Mr :SABOUN Mourad	NIVEAU -3.20	Planche N° :
		Promotion 2025



# PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE

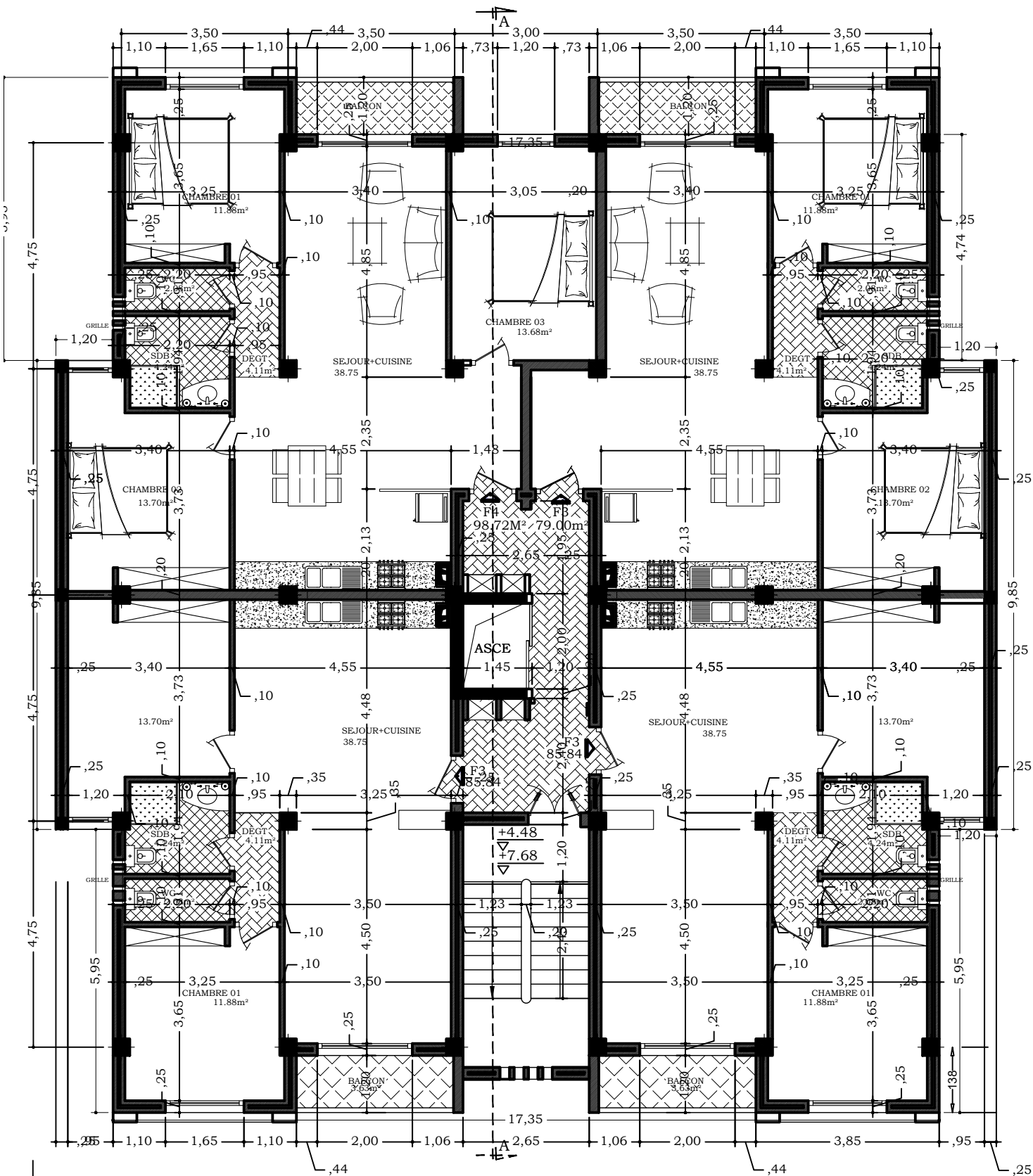
±0.00  
1/50

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :  
Mr :ALICHE Amar  
Etudié par :  
Mr :SABOUN Mourad

Titre:  
**PLAN DE REZ DE CHAUSSEZ**  
NIVEAU ±0.00

Echelle:1/50;1/25  
Planche N° :  
Promotion 2025



# PLAN DES ETAGES COURENTS

1/50

+4.48

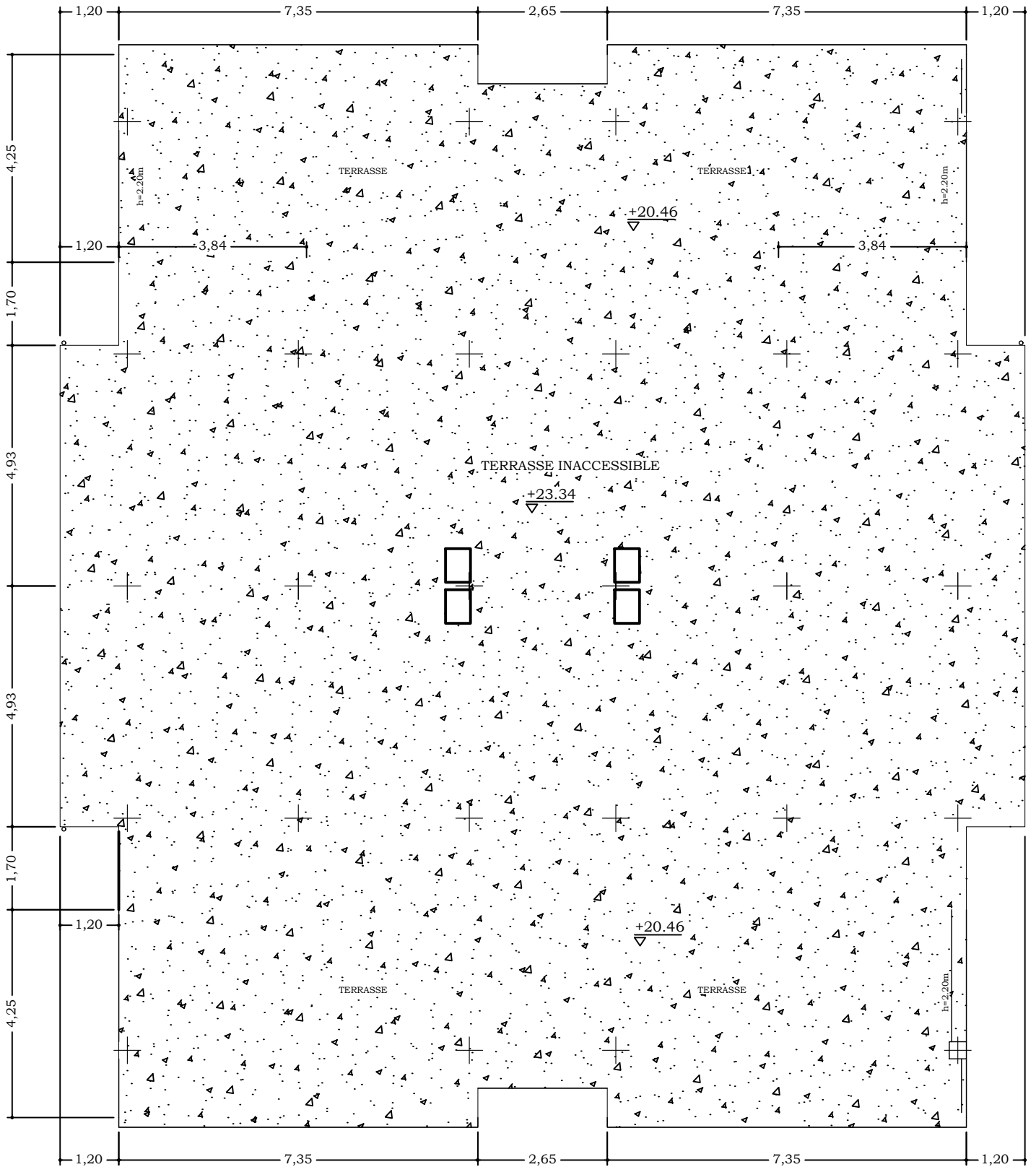
+7.68

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :  
 Mr : ALICHE Amar  
 Etudié par :  
 Mr : SABOUN Mourad

Titre:  
 PLAN D'ETAGE COURANT  
 NIVEAU +4.48 ET 7.68

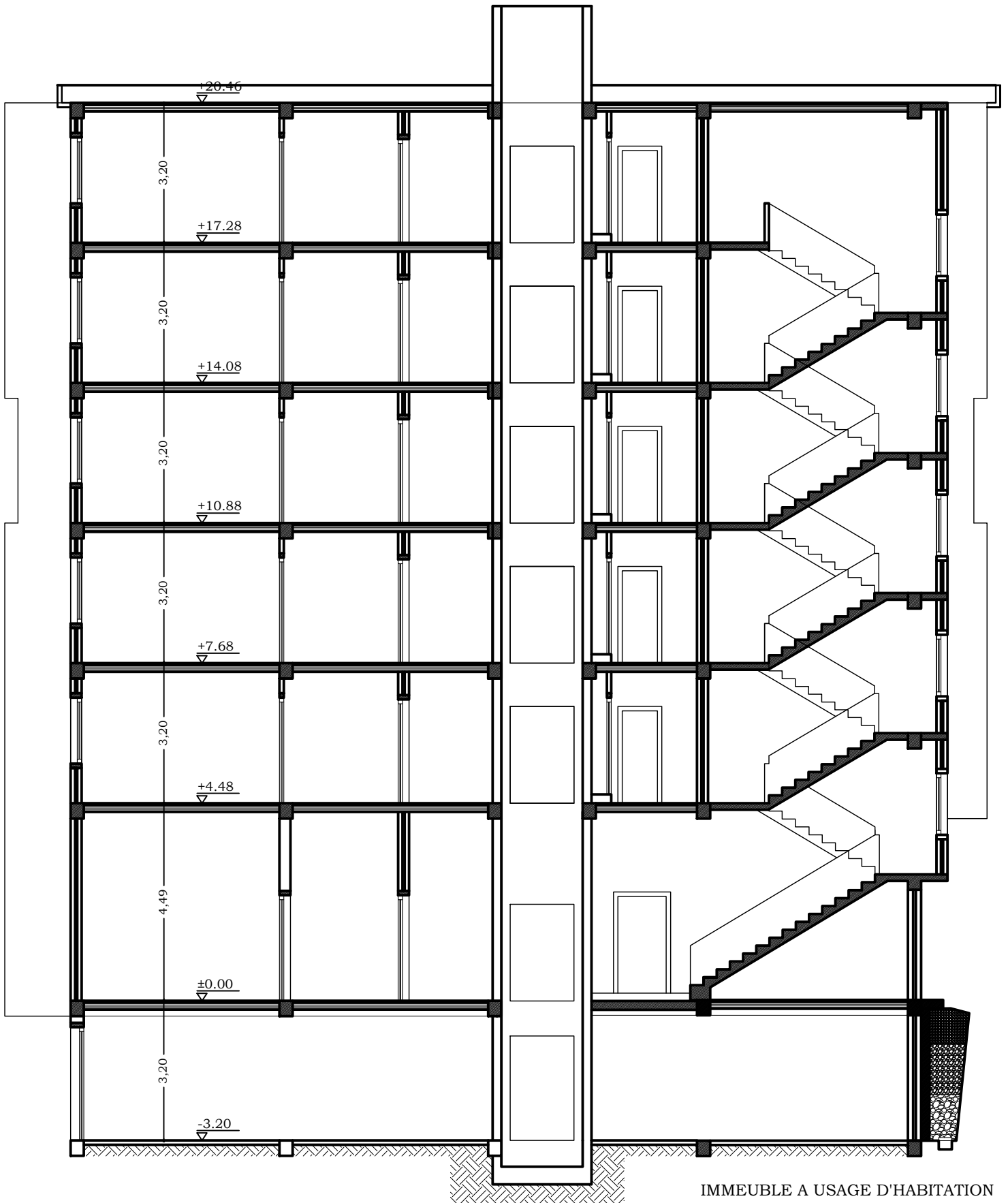
Echelle: 1/50; 1/25  
 Planche N° :  
 Promotion 2025



# PLAN DE TERRASSE

1/50

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par :	Titre:	Echelle:1/50;1/25
Mr :ALICHE Amar	PLAN DE TERRASSE	Planche N° :
Etudié par :		Promotion 2025
Mr :SABOUN Mourad		



IMMEUBLE A USAGE D'HABITATION  
 ET COMMERCIAL  
 R+5 +ATTIQUE +S/SOL

COUPE A-A

1/50

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr :ALICHE Amar	Titre: -COUPE A-A	Echelle:1/50;1/25
Etudié par : Mr :SABOUN Mourad		Planche N° :
		Promotion 2025

## Introduction générale :

La conception d'une structure conforme aux normes parasismiques est à la fois indispensable et obligatoire, afin de répondre aux exigences de sécurité définies par la réglementation et en fonction de l'importance du projet. Elle doit également prendre en compte les aspects économiques, notamment la hausse des coûts des matériaux de construction, dans le but de réduire les dépenses et d'assurer le meilleur compromis entre sécurité et coût

- La résistance d'une structure aux sollicitations horizontales est principalement assurée par son système de contreventement. Dans les constructions en béton armé, ce système est constitué de voiles, de portiques, ou d'une combinaison des deux.
- Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité sismique du territoire, afin d'identifier les ajustements nécessaires et d'apporter, sous forme de lois, les modifications requises pour répondre aux problèmes et aux besoins des structures en matière de stabilité.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons choisi de concevoir un bâtiment à usage d'habitation, composé **d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de 5 étages**, implanté en **zone sismique IV**.

Le présent travail est structuré en huit chapitres répartis comme suit :

- ✚ Le premier chapitre concerne une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- ✚ Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.
- ✚ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont étudiés au troisième chapitre.
- ✚ Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par l'utilisation du logiciel ETABS.
- ✚ Le cinquième chapitre consiste les vérifications des exigences du RPA.
- ✚ Le sixième chapitre consiste le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux Règlements algériens en vigueur (BAEL et RPA24 version 2024), Le calcul fait à l'aide du logiciel SOCOTEC.
- ✚ Le septième chapitre on présente l'étude de l'infrastructure.
- ✚ Pour le dernier chapitre consiste l'étude du voile périphérique.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

*Présentation et description  
de l'ouvrage*

**Introduction :**

L'objectif de ce premier chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Pour cela, nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur ; à savoir le

Règlement parasismique Algérien (RPA24 version 2024) et les règlements du béton aux états limites (BAEL).

**I.1. Présentation de l'ouvrage :**

Le thème de notre mémoire consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment composé d'un sous-sol et rez-de-chaussée et cinq étages à usage d'habitation

Cet ouvrage est implanté dans la commune de TIZI OUZOU classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 24 version 2024) comme zone de moyenne à élevée (zone IV).

**I.2. Caractéristiques géométriques**

Hauteur totale du bâtiment.....	22.68 m
Hauteur d'étage courant .....	3.20 m
Hauteur du RDC .....	4.48 m
Hauteur de l'acrotère .....	0.5m
Longueur totale du bâtiment.....	19.35 m
Largeur totale du bâtiment.....	17.35m

**I.3. Les éléments de l'ouvrage****• Ossature du bâtiment**

Le bâtiment est en ossature mixte composé de :

- Poteaux et de poutres forment un système de portique dans les deux sens(transversal et longitudinal),
- d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal).

**• Planchers**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Les planchers des étages courants recevront un revêtement de carrelage scellé.

**• Escaliers**

Cet ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier à deux paillasse adjacentes et un palier de repos en béton armé coulés sur place.

- **Acrotère**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de soixante centimètres (60cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

- **Remplissages**

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 05 cm ; les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses de 10cm.

- **Revêtements**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades ;

- **Balcons**

Les balcons sont réalisés en corps creux

- **Cage d'ascenseur**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

- **Maçonnerie**

Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm et les murs de séparations seront en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Système de coffrage**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- ✓ Rentabilité du chantier.
- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Sécurité de la main d'œuvre.
- ✓ Réduction des opérations manuelles

- **Cage d'ascenseur**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

- **Fonction d'isolation**

Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées

- **Les fondations**

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, soit des semelles filantes, soit un radier général, soit des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

- **Système de coffrage**

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

- **Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Le béton et l'acier utilisés doivent répondre aux règles parasismiques algériennes (RPA24) ainsi qu'aux règles techniques de béton armé aux états limites (B.A.E.L.91).

- **Les Consoles**

En génie civil, une console c'est un élément en porte-à-faux, dont l'une des extrémités est libre.

- **Béton**

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau et éventuellement des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et la quantité d'eau de gâchage du béton.

Le béton utilisé pour notre bâtiment sera dosé de 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland composées 325(CPJ 325) (moulage dans 1 m<sup>3</sup> de béton dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>).

A titre indicatif le dosage courant pour 1m<sup>3</sup> de béton est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
  - Gravier : 800 L
  - Sable : 400 L
- Ciment : 350 kg
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

**A. Résistance caractéristique du béton à la compression : (Art A.2.1,11 BAEL91) :**

Notée par  $f_{c28}$ , elle est déterminée par un essai axial (compression simple) sur une éprouvette normalisée.

- A 28 jours de durcissement :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton  $f_{cj}$  est définie comme suit :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\
 f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}
 \end{aligned} \right\} \text{ (Art.A.2.1,11/BAEL91)}$$

Pour l'étude de notre projet on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours de valeur  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , celle-ci est donnée pour un contrôle régulier sur chantier.

**B. La résistance caractéristique du béton à la traction : (Art A.2.1,12 BAEL91)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée  $f_{tj}$  est définie par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{tj} &= 0,6 + 0.06 f_{cj} \\
 \text{À } 28 \text{ j : } \quad f_{t28} &= 0,6 + 0.06 f_{c28} \\
 f_{t28} &= 0,6 + 0.06 \times 25 \\
 f_{t28} &= 2,1 \text{ MPa.}
 \end{aligned} \right\} \text{ (Art.A.2.1,12/B.A.E.L.91)}$$

**C. Module de déformation longitudinale :**

Il existe deux modules de déformation longitudinale

- ✓ **Module de déformation instantanée : (Art A.2.1,21 BAEL91)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation Longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ ( } j \text{ en MPa )}$$

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

On a :  $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

✓ **Module de déformation différée : (Art A.2.1,22 BAEL91)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}, (f_{cj} \text{ en MPa})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

**D. Module de déformation transversale :**

Sa formule est :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  MPA

Avec :

E : module de Young (module d'élasticité)

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

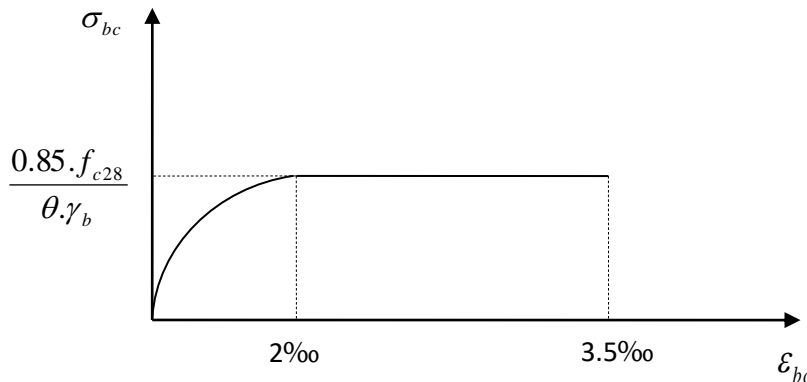
$\nu = 0.2$  (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

**Masse volumique du béton :** La masse volumique du béton est prise égale à  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

**E. Contraintes limites du béton :**

Dans le cas de béton armé relatif aux états limites, on remplace les diagrammes réels par des diagrammes conventionnels adoptés comme suit :

- A l'état limite ultime (ELU) : nous utilisons pour le béton un diagramme non linéaire dit : "Diagramme parabole-rectangle". (Art.4.3,41/B.A.E.L.91)



**Figure I.1 :** Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

La contrainte limite du béton à 28 jours vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Avec :

$\theta$  : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$\theta = 1$  lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée > 24 heures.

$\theta = 0,9$  lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$  lorsque cette durée est  $< 1$  heure.

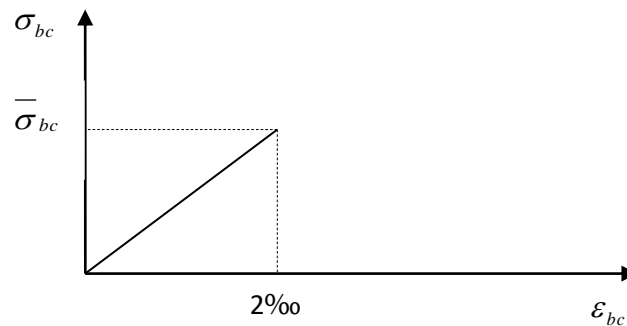
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  pour les situations durables.

$\gamma_b = 1,20$  pour les situations accidentelles

- A l'état limite de service (ELS) : nous utilisons pour le béton un diagramme linéaire et sa contrainte limite est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}, \text{ pour } j = 28 \text{ jours : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Art.4.5,2/B.A.E.L.91}).$$



**Figure I.2 :** Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

- F. Contrainte limite de cisaillement** : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{Vu}{b \cdot d} \quad (\text{Art.5.1,1/B.A.E.L.91})$$

$Vu$  : valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section cisailée à l'ELU.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile de la section cisailée.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : (Art.5.1,211/B.A.E.L.91)

$$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{cas des fissurations non préjudiciables}$$

$$\tau_U \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{cas des fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables}$$

- **Les aciers**

Nous utilisons trois types d'aciers :

- Aciers à haute adhérence de type FeE500, ayant une limite d'élasticité  $f_e = 500$  MPa.
- Aciers doux (ronds lisses) de type FeE240, ayant une limite d'élasticité  $f_e = 240$  MPa.
- Treillis soudés : quadrillage en fils écrouis soudés à  $\varnothing \leq 6$  mm et ayant une limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa.
- Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{Art.2.2,1/B.A.E.L.91})$$

**A. Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :  **$E_s = 2.105 \text{ MPA}$**

**B. Contrainte limite ultime à l'ELU**

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

Où :  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$f_e$  : limite d'élasticité

**C. Contrainte limite de service**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et de diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues tel que :

1) Fissuration peut nuisible : Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire.

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

2) Fissuration préjudiciable : Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} = \min\{2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\} (\text{Art A.4.5,33 BAEL91})$$

3) Fissuration très préjudiciable : Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = \min\{1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\} (\text{Art A.4.5,34 BAEL91})$$

Avec :

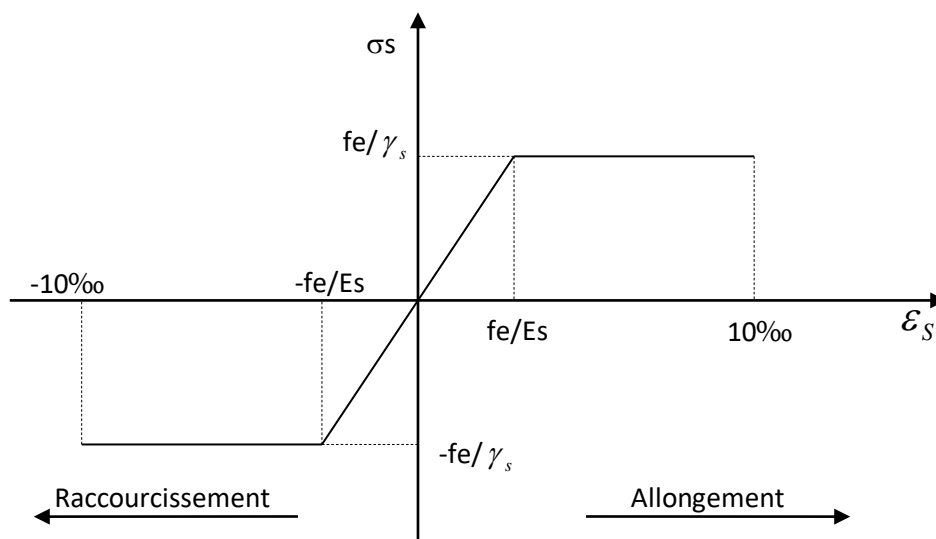
$\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence de  $\varnothing \geq 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,3$  pour les armatures à haute adhérence de  $\varnothing < 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisses.

**D. Diagramme contraintes déformations :** (Art.2.2,2/B.A.E.L.91)



**FigureI.3 :** Diagramme contraintes déformations de l'acier

**E. Protection des armatures :** (Art.8.1,3/B.A.E.L.91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit adopter un enrobage ( $c$ ) des armatures conforme aux prescriptions suivantes :

- **$C \geq 5\text{cm}$  :** pour les ouvrages de mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3\text{cm}$  :** pour les parois coffrées ou non qui est soumises (ou sont susceptibles de l'être) à actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, aux ouvrages au contact d'un liquide.
- **$C \geq 1\text{cm}$  :** pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos qui ne seraient pas exposées aux condensations.

# ***Chapitre II***

## *Pré dimensionnement des éléments*

## Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les Poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventements.
- L'isolation thermique et phonique pour l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Et pour cela on se réfère aux :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 24 VERSION 2024) pour le pré dimensionnement.
- Le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Le béton armé aux états limites (BAEL91)

### II.1. Les planchers

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui le même sur les poutre principale (sens de la petite porte) qui seront à leur tour disposées suivant la petite portée.

D'après le **BAEL (art B.6.8, 424)** la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :ht : Hauteur totale du plancher (épaisseur du corps creux et de la dalle de compression).

Lmax : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles. On

a :  $L_{max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$   $L_{max} = 350 \text{ cm}$

$$ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{320}{22,5} = 14.22 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur du plancher : **ht = 20cm soit un plancher (16 + 4)**

Cette hauteur valable pour tous les étages.

**16 cm** : épaisseur de corps creux (Hourdis)

**4 cm** : épaisseur de la dalle de compression

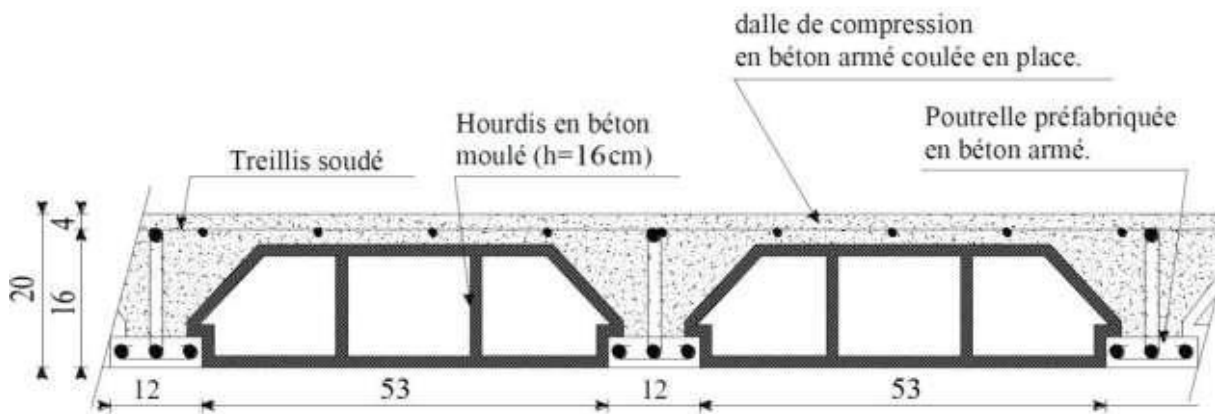


Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher courant

## II.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, dont le rôle est la transmission des charges et surcharges qui sont amenées des planchers vers les éléments verticaux (poteaux et voile) D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur de la poutre :

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

- Largeur des poutres :

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.7 h_p$$

Avec :

$h_p$ : Hauteur de la poutre

$b$  : Largeur de la poutre

$L_{\max}$ : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

### A. Les poutres principales :

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm} \Leftrightarrow \frac{445}{15} \leq h_p \leq \frac{445}{10} \Leftrightarrow 29.66 \leq h_p \leq 44.5 \text{ cm}$$

On prend :  $h_p = 40 \text{ cm}$

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

**B. Les poutres secondaires**

$$L_{max} = 350 - 30 = 325 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_p \leq \frac{320}{10} \Leftrightarrow 21.33 \leq h_c \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : **hp=35 cm**

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7 (35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ On prend } \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification (Art 7-5-1 RPA24 Version 2024):**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \text{ (RPA24/2024, Art 7.5.1)}$$

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifiées (oui/non)
Hauteur (cm)	40 > 30	35 > 30	Oui
Largeur (cm)	30 > 25	25 > 20	Oui
Hauteur/largeur	1,33 > 4	1.4 > 4	Oui

**Tableau II.1 :** Vérification (Art 7-5-1 RPA24 Version 2024)

**Conclusion :** Les condition simposées par le RPA son tvérifiées donc les sections adoptées sont :

- (40×30) pour les poutres principales
- (35×25) pour les poutres secondaires

**C. Les poutres de chainage :**

La vérification de la poutre de change est la même avec la poutre (principale/secondaire)

**La hauteur hch=475 cm**

$$L_{max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm} \Leftrightarrow \frac{445}{15} \leq h_p \leq \frac{445}{10} \Leftrightarrow 29.66 \leq h_c \leq 44,5 \text{ cm}$$

On opte pour hch=35 cm

**Largeur des poutres :**

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.7 h_p \Leftrightarrow 0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35) \Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On opte pour bch=25cm

**D. Les poutres de paliers :**

La hauteur  $h_{ch}=350$  cm

$$L_{max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm} \Leftrightarrow \frac{320}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{320}{10} \Leftrightarrow 21.33 \leq h_{pal} \leq 32 \text{ cm}$$

On opte pour  $h_{pal}=35$ cm

**Largeur des poutres :**

$$0.4 h_{pal} \leq b \leq 0.7 h_{pal} \Leftrightarrow 0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35) \Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On opte pour  $b_{ch}=25$ cm

➤ **Vérification (Art 7-5-1 RPA24 Version 202) :**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \text{ (RPA24/2024, Art 7.5.1)}$$

La section de la poutre de palière est  $(b_{pal} \times h_{pal})=(20 \times 30) \text{ cm}^2$

**II.3. Les poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'E.L.S (Etat limite de service) en compression simple par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. La combinaison de charges et surcharges est exprimée par la relation suivante :  $N_s = G + Q$ .

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :  $A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_b} A_p$

La section transversale du poteau le plus sollicité.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**II.3.1. Calcul de la surface d'influence:**

$$\begin{aligned} S_t &= S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\ S_t &= (2.25 \times 1.60) \times 4 \\ S_t &= 14.4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

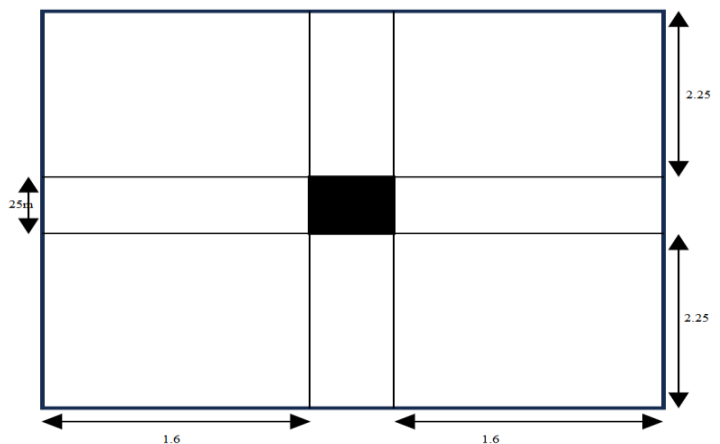


Figure II.2: localisation du poteau le plus sollicité

### II.3.2. Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTR B.C.2.2.**

- **Charges permanentes :**

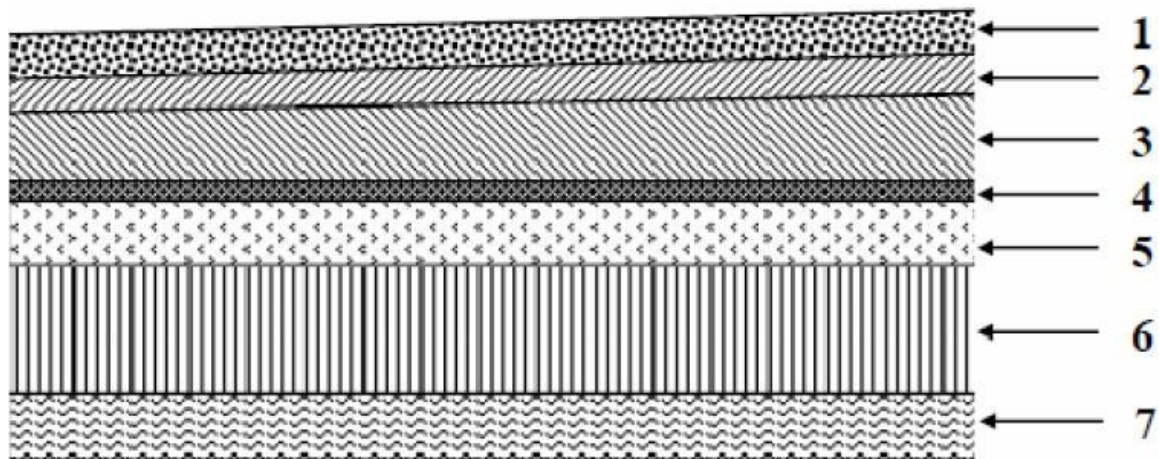
On a la charge  $G = \rho \cdot e$

$\rho$  : le poids volumique

$e$ : l'épaisseur de l'élément

➤ **Plancher terrasse inaccessible à Corp. creux : figure 03**

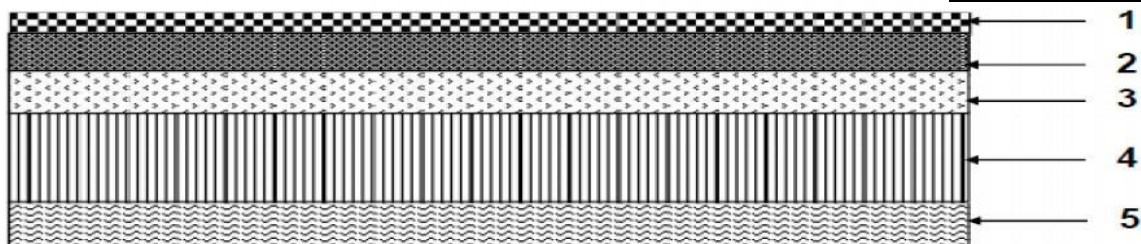
N	Elément	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G(kn/m <sup>3</sup> )
1	Couche de gravier	17	0.05	0.05
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Béton en forme de pente	22	0.06	1.32
4	Feuille de polyrâne	1	0.01	0.01
5	Isolation thermique	4	0.04	0.16
6	Dalle en corps creux	14	0.2	2.8
7	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
				5.46 (kn/m <sup>3</sup> )



**Figure II.3:** élément constituant le plancher terrasse

➤ Plancher étage courant :

N	Elément	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G(kn/m <sup>3</sup> )
1	Revêtement encarrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.03	0.54
4	Dalle en corps creux	14	0.20	2.8
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
6	Cloisons de séparation interne	9	0.1	0.9
				5.28 (kn/m <sup>3</sup> )



**Figure II.4:** élément constituant le plancher (étage courant)

➤ **Dalle pleine :**

**a) terrasse :**

N	Elément	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G(kn/m <sup>3</sup> )
1	Béton en forme de pente	22	0.07	1.54
2	Feuille polyane	-----	-----	0.01
3	Isolation thermique	4	0.04	0.16
4	Dalle pleine en béton	25	0.15	3.75
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
6	Couche de gravier	17	0.05	0.85
7	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
				6.63(kn/m <sup>3</sup> )

**b) dalle pleine étage courant :**

N	Elément	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G(kn/m <sup>3</sup> )
1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.04	0.72
4	Dalle pleine en béton	25	0.15	3.75
5	Enduit en mortier ciment	22	0.02	0.44
				G=5.75 (kn/m <sup>2</sup> )

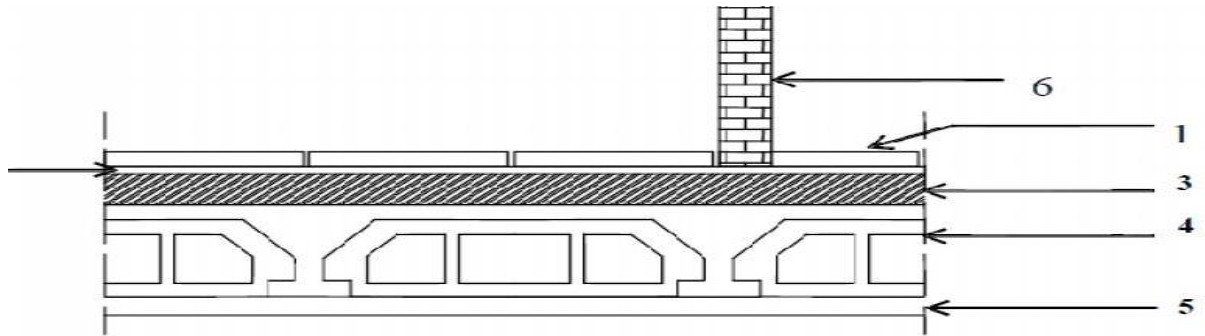


Figure II.5 : élément constituant la dalle pleine

➤ **Maçonnerie :**

a. Mur extérieur :

N	Elément	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge G(kn/m <sup>3</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2	Brique creuse	9	0.1	0.9
3	Lame d'aire	/	/	/
4	Brique creuses	9	0.1	0.9
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				G=2.36 (kn/m <sup>2</sup> )

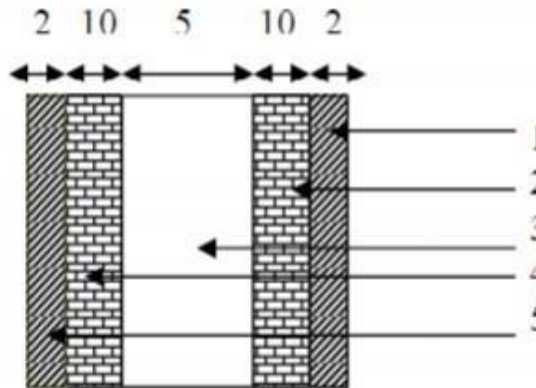
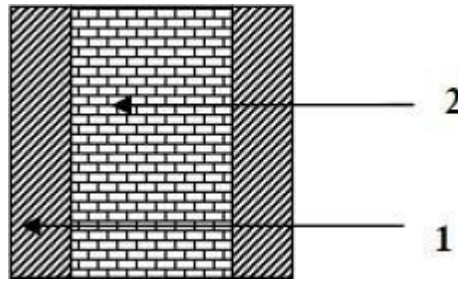


Figure II.6 : coupe verticale d'un mur extérieur

b. Mur intérieur :

N	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charges G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
2	Briques creuses	9	0.1	0.9
				G= 1kn/m



**Figure II.7** : coupe verticale d'un mur intérieur

c. Charge d'exploitation :

Eléments	Surcharge(kn/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	<u>1</u>
Plancher étage courant	1.5
Plancher RDC	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

**Tableau II.2** : Surcharge d'exploitation du différent élément

**II.3.3. Calcul de l'effort normal :**

• **Poids propre des poutres :**

- Poutres principales :  $G_{pp} = 2 \times (0.30 \times 0.4) \times 2.25 \times 25 \Rightarrow G_{pp} = 13.5 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  $G_{ps} = (0.35 \times 0.25) \times 1.6 \times 25 \Rightarrow G_{ps} = 7 \text{ KN}$
- Poutre de chaînage :  $G_{pch} = (0.35 \times 0.25) \times 4.4 \times 25 = 9.625 \text{ kn}$

D'où :  $G_t = 7 + 13.5 + 9.625 = 30.125 \text{ KN}$

• **Poids propre des planchers :**

- Plancher terrasse inaccessible :  $G_p = 14.4 \times 5.46 \Rightarrow G_p = 78.624 \text{ KN}$
- Plancher étage courant :  $G_{pe} = 14.4 \times 5.28 \Rightarrow G_{pe} = 76.03 \text{ KN}$

• **Poids propre des poteaux :**

- Poteaux RDC :  $G_p = 25 \times (0.35 \times 0.35) \times 4.48 \Rightarrow G_p = 13.72 \text{ KN}$
- Poteaux d'étage courant :  $G_p = 25 \times (0.35 \times 0.35) \times 3.20 \Rightarrow G_p = 9.8 \text{ KN}$
- Poteaux sous-sol  $G_p = 25 \times (0.35 \times 0.35) \times 3.2 \Rightarrow G_p = 9.8$

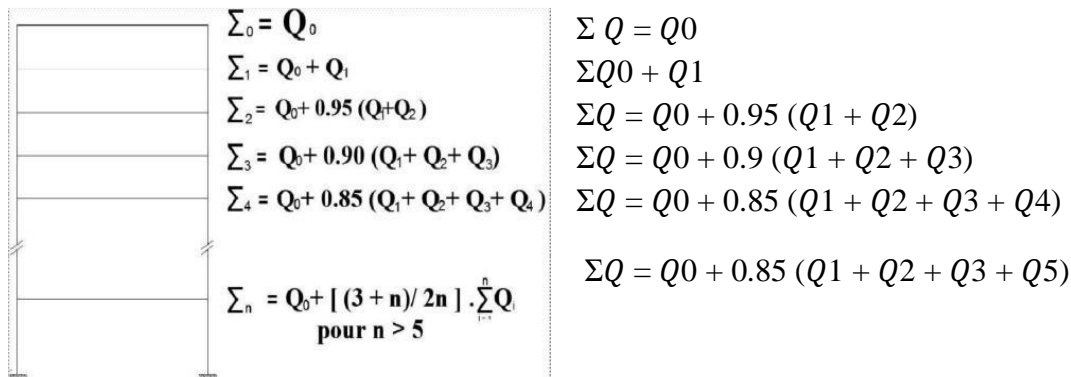
• **Les charges d'exploitations :**

- Terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1 \times 10.92 = 10.92 \text{ KN}$
- Plancher étage courant :  $Q_1 = 1.5 \times 10.92 = 16.38 \text{ KN}$
- RDC :  $Q_3 = 5 \times 10.92 = 54.6 \text{ KN}$

• La loi de dégression des surcharges :

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 des surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.



• La descente des charges

5eme étage:  $Q_0 = 14.40\text{KN}$

4eme étage :  $Q_0 + Q_1 = 14.4 + 21.60 = 36 \text{ KN}$

3eme étage :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.40 + 0,95(21.6 \times 2) = 55.44\text{KN}$

2eme étage :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.4 + 0,90 (21.6 \times 3) = 72.72\text{KN}$

1eme étage :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.40 + 0,85 (21.6 \times 4) = 87.84 \text{ KN}$

RDC :  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.4 + 0,80 \times (21.6 \times 5) = 100.8\text{kn}$

s.sol :  $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.4 + 0.75 (21.6 \times 5 + 72) = 149.4\text{kn}$

• Dimensionnement des poteaux :

Niveau	Poutre	Plancher	Poteau	G total	G cumule	Q (kn)	Q cumule	N <sub>s</sub> =G+Q (KN)	S= $\frac{ns}{bc}$	Choix de la section en (cm <sup>2</sup> )
5	30.125	78.625	9.8	118.55	118.55	14.4	14.4	132.95	88.63	30x30
4	30.125	76.03	9.8	115.955	234.505	36	49.4	283.91	189.27	30x30
3	30.125	76.03	9.8	115.955	340.46	55.44	104.84	445.3	296.86	30x30
2	30.125	76.03	9.8	115.955	466.415	72.72	177.56	643.98	429.32	35x35
1	30.125	76.03	9.8	115.955	582.37	87.84	265.4	847.77	565.18	35x35
RDC	20.5	76.03	13.72	110.25	692.62	100.8	366.2	1058.82	705.88	35x35
SOUS SOL	20.5	76.03	9.8	106.33	798.95	149.4	515.6	1314.55	876.36	35x35

Tableau II.3 : Récapitulatif de la descente de charges.

**II.3.4. Vérification selon le RPA24 version 2024 :**

On voit bien que les dimensions imposées par le règlement parasismique algérien, qui sont les suivantes :

Poteaux :

- Sous soul (35x35)                      min (b.h)=35>30                      **condition vérifie**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 < 35 \quad \text{condition vérifie}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \quad \text{condition vérifie}$$

- RDC(35x35)                      min (b.h)=35>30

$$\frac{h_e}{20} = \frac{448}{20} = 22.4 < 35$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \quad \text{condition vérifie}$$

- Etage 3,4,5 (30x30)                      min (b.h)=30>30                      **condition vérifie**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 < 35 \quad \text{condition vérifie}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \quad \text{condition vérifie}$$

**II.3.5. Vérification des poteaux au flambement:**

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement  $\lambda$  de ces derniers doit satisfaire la condition suivante :

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

$\lambda$  : l'élancement du poteau.

$i$  : rayon de giration tel que  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$ : le moment d'inertie  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

B: section de poteau.

$l_f$  : longueur de flambement, le **BAEL.91** nous suggère de considérer  $l_f = 0,7 l_0$  lorsque le poteau est encastré à ces deux extrémités.

$$\frac{0.7 l_0 - 20}{\frac{\sqrt{B \times \frac{H^3}{12}}}{B.H}} < 50 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (35x35)} := \frac{0.7 \times 320 - 20}{\frac{\sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12}}}{35 \times 35}} = 20.78 < 50 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (35x35)} := \frac{0.7 l_0 - 20}{\frac{\sqrt{B \times \frac{H^3}{12}}}{B.H}} = \frac{0.7 \times 448 - 20}{\frac{\sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12}}}{35 \times 35}} = 29.65 < 50 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (30x30)} := \frac{0.7 l_0 - 20}{\frac{\sqrt{B \times \frac{H^3}{12}}}{B.H}} = \frac{0.7 \times 320 - 20}{\frac{\sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12}}}{35 \times 35}} = 24.25 < 50 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

**II.4. Dalle pleine**

Si  $a < 0.4$  :  $ep > \frac{l_x}{30}$  panneau travaillant dans un seul sens

Si  $0.4 < a < 1$  :  $ep > \frac{l_x}{40}$  panneau travaillant dans les deux sens

Avec :  $l_x$  : petit côté du panneau de la dalle considéré

$l_y$  : grand cote du panneau de la dalle pleine

**Dalle pleine de la salle machine**

$$A < \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{200} = 0.6 \quad 0.4 < 0.6 < 1$$

$$E_p = \frac{120}{40} = 3. \text{ Epaisseur minimale d'une dalle pleine selon le RPA est } EP = 12 \text{ CM}$$

**On opte sur ép. = 15 cm**

**II.5. Voiles**

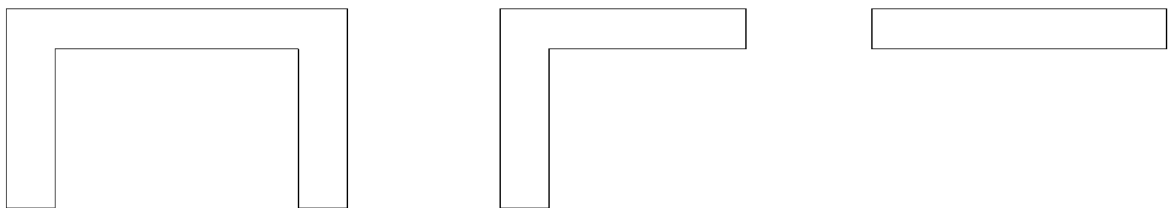
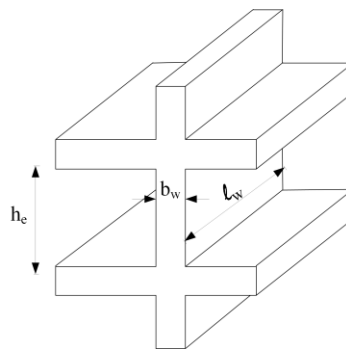
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à (7-7-1/ RPA 24)

- **L'épaisseur :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$H_e = h - e_p$  avec  $h$  : hauteur de l'étage.



**Figure II.8 :** Coupe de voile en élévation Source : RPA 24 version 2024 (fig.7.7)

$b_w > \max (0.15 ; \frac{h_e}{20})$

**Etages courent, sous soule :**

$h_e = 320 - 40 = 280 \text{ cm}$

$b_w > \max (0.15 ; \frac{h_e}{20}) = b_w > \max (0.15, \frac{280}{20}) = (0.15, 0.14) = 15 \text{ cm}$

Vérification de l RPA  $L_w > \max (\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m)$

$$Lw > \max \left( \frac{280}{3}, 4 \times 0.15, 1m \right) = (0.93, 06, 1) = 1m$$

**RDC:**

$$h_e = 448 - 40 = 408 \text{ cm}$$

$$BW > \max \left( 0.15, \frac{h_e}{20} \right) = BW > \max \left( 0.15, \frac{408}{20} \right) = (0.15, 2.04) = 20.04 \text{ cm}$$

**On prend  $b_w = 20 \text{ cm}$**

Vérification de l RPA  $Lw > \max \left( \frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m \right)$

$$Lw > \max \left( \frac{408}{3}, 4 \times 25, 1m \right) = \max (1.50, 1, 1) = 1.5m$$

**Remarque :**

Les éléments satisfaisants à la condition  $Lw > \max \left( \frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m \right)$  sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

# ***Chapitre III***

## *Calcul des éléments secondaires*

**Introduction**

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers + poutre palière, l'acrotère, les balcons, la poutre de chaînage et la salle machine.

**III.1. Plancher d'étage courant :**

- **Dalle de compression**

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.
- Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 20\text{cm pour les armatures } \perp \text{ aux poutrelles.} \\ 33\text{cm pour les armatures } // \text{ aux poutrelles.} \end{array} \right\} \text{ (BAEL 91/Art B.8.6, 423)}$$

- ❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec : } L' = 65 \text{ cm}$$

Soit **5T5** = 0.98 m<sup>2</sup> avec un espacement de  $st = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$  **Armatures**  
**parallèle aux poutrelles**

$$A \geq \frac{A}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ m}^2$$

Soit **5T5** = 0.98 m<sup>2</sup> avec un espacement de  $st = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- ❖ **Etudes des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

❖ **Dimensionnement**

- $b = 12\text{cm}$  Largeur de la poutrelle.
- $h = 4\text{cm}$  Hauteur de la poutrelle.
- $c = 2\text{cm}$  Enrobage.
- $d = 2\text{cm}$  Hauteur utile.

❖ **Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

✓ **Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux Extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à  $(4 \times 12) \text{ cm}^2$ . (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

**A- Chargement**

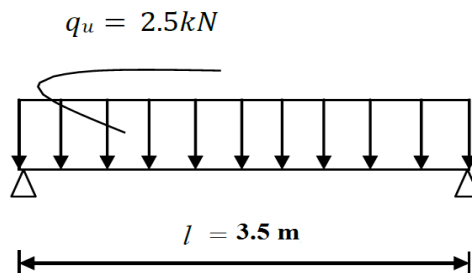
- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots \dots \dots 0.12 \text{ kN/ml}$  ;
- Poids du corps creux :  $0.65 \times 0.95 \dots \dots \dots 0.62 \text{ kN/ml}$  ;
- Surcharge due à l'ouvrier:  $\dots \dots \dots 1.00 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente :  $G = 0.74 \text{ kN/ml}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

**B- Calcul à L'ELU**

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $l = 3.5\text{m}$ ).

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.74) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**



$$M_u = \frac{(q_u) \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.5)^2}{8} = 3.83 \text{ kN/ml}$$

**- Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{QU \cdot L}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.375 \text{ kn}$$

**- Section d'armateur**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{3.5 \times 10^3}{12 \times 22 \times 14.2 \times 10^2} = 5.62 > 0.372$$

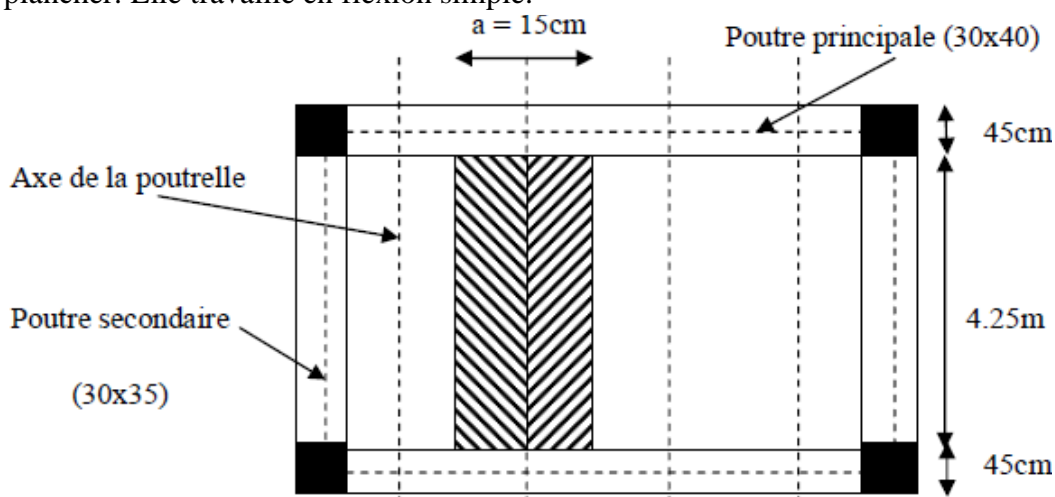
$\mu = 5.62 > \mu_1 = 0.372 \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

**❖ Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espacement entre étais : 80 à 120cm).

**✓ Etape2 : Après coulage de la dalle de compression**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids ducorps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.



**Figure III.1 : Surface revenant aux poutrelles**

Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art A.4.1, 3)

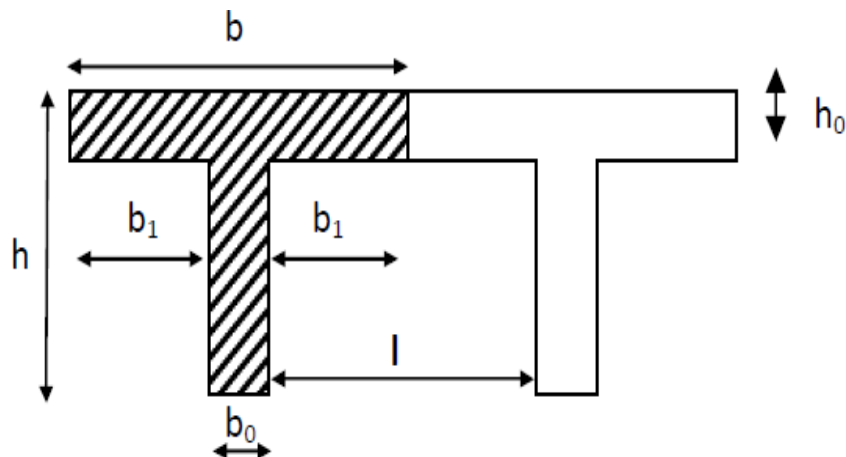


Figure III.2 : Construction de la section en T.

Avec :

**L** : La plus grande portée libre de la poutrelle (**L** = 330cm).

**l** : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles (**l** = 65-12 = 53cm).

**b<sub>1</sub>** : Largeur de l'hourdis (**b<sub>1</sub>** = ?).

**b<sub>0</sub>** : Largeur de la poutrelle (**b<sub>0</sub>** = 12cm).

**h<sub>0</sub>** : Epaisseur de la dalle de compression (**h<sub>0</sub>** = 4cm).

**A- Largeur de la table à mi-travée :**

La largeur (**b<sub>1</sub>**) de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 = \min \left( \frac{350}{10}; \frac{65-12}{2} \right) = 26.5 \text{ cm}$$

**B- Poids des planchers repris par la poutrelle**

Planchers	G(kn/ml)	Q (kn/ml)
Plancher d'étage	5.28 x 0.65=3.432	2.5x 0.65=1.625

Tableau III.1 : Poids des planchers repris par la poutrelle

**C- Combinaison de charges**

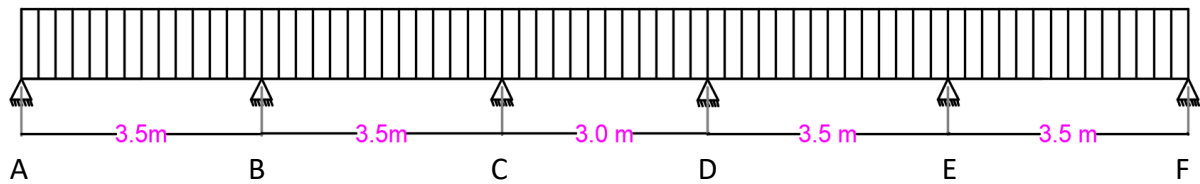
Planchers	ELU (1.35G+1.5Q) (kN/ml)	ELS (G+Q) (kN/ml)
Planché d'étage	7.07	5.057

Tableau III.2 : Combinaison de charges

**D- Détermination des efforts internes**

- 1<sup>er</sup> cas :

La poutrelle à étudier comportant cinq travées



❖ **Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que

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

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- 1) La charge d'exploitation  $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$ .  
 $Q = 5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- 2) La fissuration est non préjudiciable.  $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- 3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes Travées.  $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- 4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25. dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$\left. \begin{array}{l} \frac{3.5}{3.5} = 1 \\ \frac{3.5}{3} = 1.16 \\ \frac{3}{3.5} = 0.85 \end{array} \right\}$	<b>CONDITION VERIFIER</b>
--	---------------------------

**Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Application de la méthode forfaitaire :**

A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7.07 \text{ KN/ml}$

**Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :**  $\alpha = \frac{1.625}{1.625+3.432} = 0.321$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$1 + 0.3\alpha/2$	$1.2 + 0.3\alpha/2$	$1+0.3\alpha$
0.548	1.25	1.0963

**Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{7.07 \times 3.5^2}{8} = 10.82 \text{ kn.m}$$

$$M_{02} = \frac{qul^2}{8} = \frac{7.07 \times 3.5^2}{8} = 10.82 \text{ kn.m}$$

$$M_{03} = \frac{qul^2}{8} = \frac{7.07 \times 3^2}{8} = 7.95 \text{ kn.m}$$

$$M_{04} = \frac{qul^2}{8} = \frac{7.07 \times 3.5^2}{8} = 10.82 \text{ kn.m}$$

$$M_{05} = \frac{qul^2}{8} = \frac{7.07 \times 3.5^2}{8} = 10.82 \text{ kn.m}$$

**Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(10.82) = 3.246 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5(10.82) = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4(10.82) = 4.328 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4(10.82) = 4.328 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5(10.82) = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3(10.82) = 3.246 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travées :**

**Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=EF)

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha) M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (11.36 ; 11.86) - 4.328$$

$$M_t^{AB} \geq 7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.92 \text{ KN.m}$$

On prend :  **$M_t^{AB} = M_t^{EF} = 7.53 \text{ KN.m}$**

**Étude de la travée BC :** (travée intermédiaire BC=DE)

$$M_t^{BC} \geq \max \{ 1.05M_02 ; (1+0.3\alpha) M_02 \} - \frac{M_b+M_c}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (11.36 ; 11.86) - 4.869$$

$$M_t^{AB} \geq 6.991 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_02$$

$$M_t^{bc} \geq 5.93 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{bc} = M_t^{DE} = 6.991 \text{ KN.m}$

**Étude de la travée CD :** (travée intermédiaire) :

$$M_t^{CD} \geq \max \{ 1.05M_03 ; (1+0.3\alpha) M_03 \} - \frac{M_c+M_d}{2}$$

$$M_t^{cd} \geq \max (8.375 ; 8.713) - 4.328$$

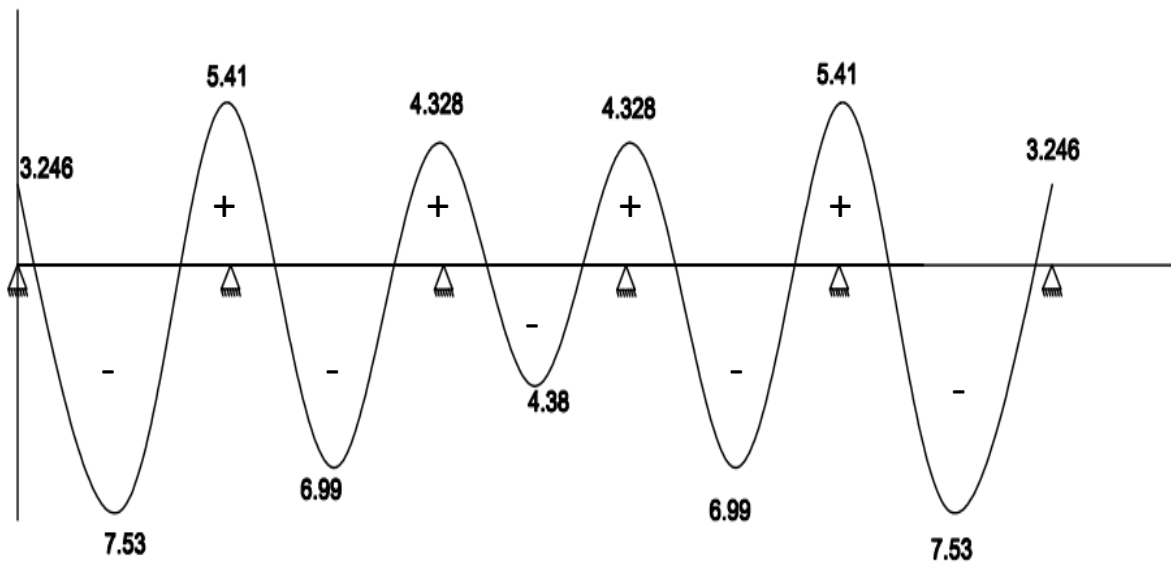
$$M_t^{cd} \geq 4.385 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{cd} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_03$$

$$M_t^{cd} \geq 4.36 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{cd} = 4.38 \text{ KN.m}$

**Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU):**



**Figure III .3 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

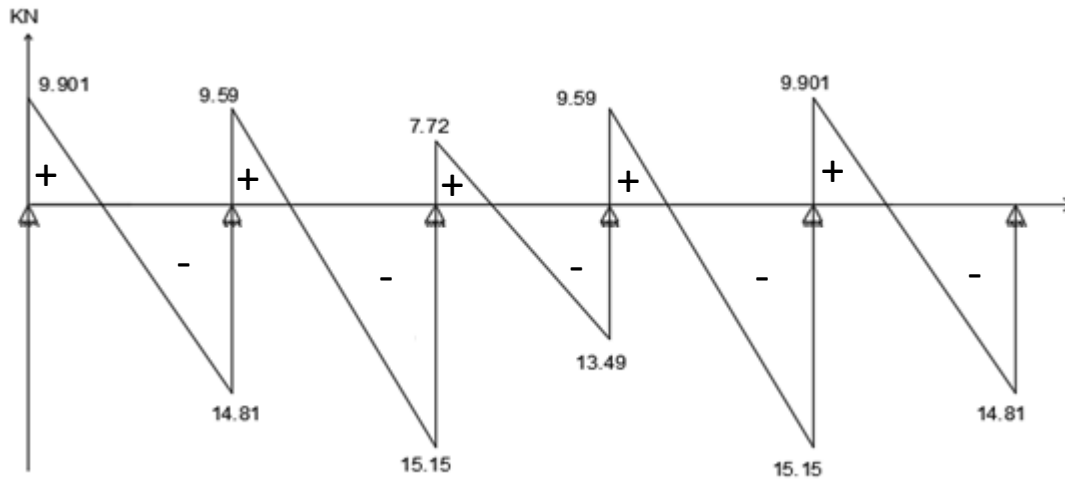


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$(x) = (x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i} ; \text{ avec } \begin{cases} V_w = \frac{qu_i}{2} \\ V_e = \frac{qu_i}{2} \end{cases}$$

Avec : **VW** : effort tranchant à gauche de l'appui. **Ve** : effort tranchant à droite de l'appui.

A l'ELU :

Travée de rive (AB ; EF) :

$$T_A = T_E = qu \frac{lab}{2} + \frac{Mb - Ma}{lab} = 7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-5.41 - 3.24}{3.5} = 9.901 \text{ kn.m}$$

$$T_b = T_f = qu \frac{lab}{2} + \frac{Mb - Ma}{lab} = -7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-5.41 - 3.24}{3.5} = -14.81 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (BC ; DE) :

$$T_b = T_d = qu \frac{lbc}{2} + \frac{Mc - Mb}{lbc} = 7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-4.328 - 5.41}{3.5} = 9.59 \text{ KN.m}$$

$$T_c = T_e = qu \frac{lbc}{2} + \frac{Mc - Mb}{lbc} = -7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-4.328 - 5.41}{3.5} = -15.15 \text{ kn.m}$$

Travée de rive (CD)

$$T_c = qu \frac{lcd}{2} + \frac{Md - Mc}{lcd} = 7.07 \frac{3}{2} + \frac{-4.328 - 4.328}{3} = 7.72 \text{ kn.m}$$

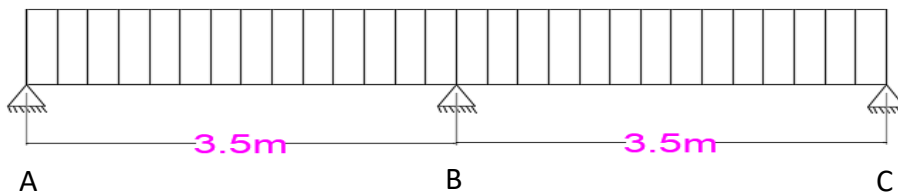
$$T_c = T_e = qu \frac{lcd}{2} + \frac{Md - Mc}{lcd} = -7.07 \frac{3}{2} + \frac{-4.328 - 4.328}{3} = -13.49 \text{ kn.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	EF
MW(KN.m)	3.246	5.41	4.328	4.328	5.41
Me(KN.m)	5.41	4.328	4.328	5.41	
Tw(KN)	9.901	9.59	7.72	9.59	9.901
Te(KN)	-14.81	-15.15	-13.49	-15.15	-14.81

**Tableau III.3 : Résultats à l'ELU**

- 2<sup>eme</sup> cas :

La poutrelle à étudier comportant deux travées



A l'ELU :  $qu = 1,35G + 1,5Q = 7.07 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :  $\alpha = \frac{1.625}{1.625 + 3.432} = 0.321$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$1 + 0.3\alpha/2$	$1.2 + 0.3\alpha/2$	$1 + 0.3\alpha$
0.548	1.25	1.0963

**Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = M_{02} = \frac{qul^2}{8} = \frac{7.07 \times 3.5^2}{8} = 10.82 \text{ kn.m}$$

**Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(10.82) = 3.246 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,6(10.82) = 6.492 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,3(10.82) = 3.246 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travées :**

**Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=EF)

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha) M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (11.36 ; 11.86) - 4.869$$

$$M_t^{AB} \geq 6.991 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{AB} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M01$$

$$Mt_{AB} \geq 5.92 \text{ KN.m}$$

On prend : **Mt<sub>AB</sub>=6.991KN.m**

**Étude de la travée BC**

$$Mt^{BC} \geq \max \{ 1.05M02 ; (1+0.3\alpha) M02 \} - \frac{Mb+Mc}{2}$$

$$Mt_{bc} \geq \max (11.36 ; 11.86) - 4.869$$

$$Mt_{bc} \geq 6.991 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{bc} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M02$$

$$Mt_{bc} \geq 5.93 \text{ KN.m}$$

On prend: **Mt<sub>bc</sub>= 6.991 KN.m**

**Calcul des efforts tranchants :**

**Travée de rive (AB) :**

$$T_A = qu \frac{lab}{2} + \frac{Mb - Ma}{lab} = 7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-6.492 - 3.246}{3.5} = 9.59 \text{ kn . m}$$

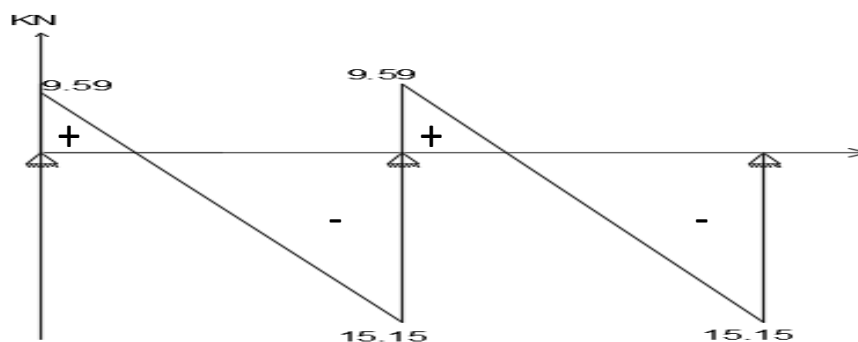
$$T_b = qu \frac{lab}{2} + \frac{Mb - Ma}{lab} = -7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-6.492 - 3.246}{3.5} = -15.15 \text{ kn . m}$$

**Travée de rive (BC) :**

$$T_b = qu \frac{lbc}{2} + \frac{Mc - Mb}{lbc} = 7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-3.246 - 6.492}{3.5} = 9.59 \text{ kn . m}$$

$$T_c = T_e = qu \frac{lbc}{2} + \frac{Mc - Mb}{lbc} = -7.07 \frac{3.50}{2} + \frac{-3.246 - 6.492}{3.5} = -15.15 \text{ kn . m}$$

Travée	A-B	B-C
MW (kn.m)	3.246	6.492
Me (kn.m)	6.492	3.246
Tw(kn)	9.59	9.59
Te (kn)	-15.15	15.15



**Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU**

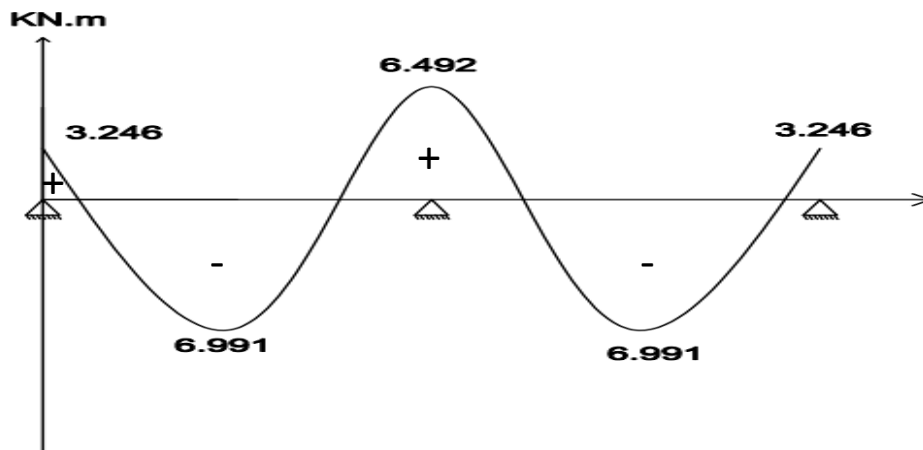
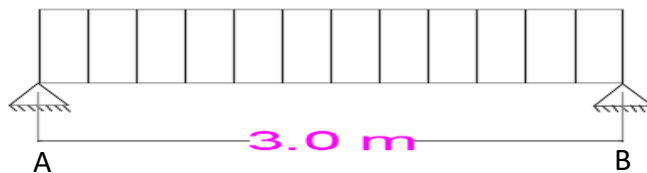


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- 3<sup>eme</sup> cas :

La poutrelle à étudier comportant d'une travée

A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7.07 \text{ KN/ml}$



Calcul du rapport de charge  $\alpha : \alpha = \frac{1.625}{1.625 + 3.432} = 0.321$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$1 + 0.3\alpha/2$	$1.2 + 0.3\alpha/2$	$1 + 0.3\alpha$
0.548	1.25	1.0963

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{7.07 \times 3.5^2}{8} = 10.82 \text{ kn.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(10.82) = 3.246 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,3 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,3(10.82) = 3.246 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travées :**

**Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=EF)

$$M_{tAB} \geq \max \{ 1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha) M_{01} \} - \frac{MA+MB}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max (11.36 ; 11.86) - 3.246$$

$$M_{tAB} \geq 8.614 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 5.92 \text{ KN.m}$$

On prend : **M<sub>tAB</sub> 8.614 KN.m**

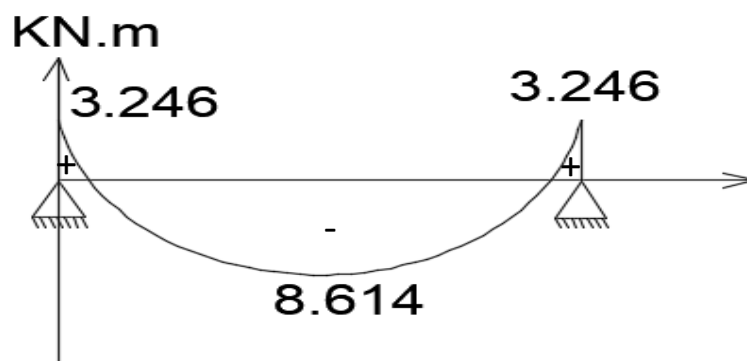
**Calcul des efforts tranchants :**

**Travée de rive (AB) :**

$$T_A = qu \frac{lab}{2} + \frac{Mb - Ma}{lab} = 7.07 \frac{3}{2} + \frac{-3.246 - 3.246}{3} = 8.441 \text{ kn .m}$$

$$T_b = qu \frac{lab}{2} + \frac{Mb - Ma}{lab} = -7.07 \frac{3}{2} + \frac{-3.246 - 3.246}{3} = -8.441 \text{ kn.m}$$

Travée	A-B
MW (kn.m)	3.246
Me (kn.m)	3.246
Tw (kn)	8.441
Te (kn)	-8.441



**Figure III .7 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

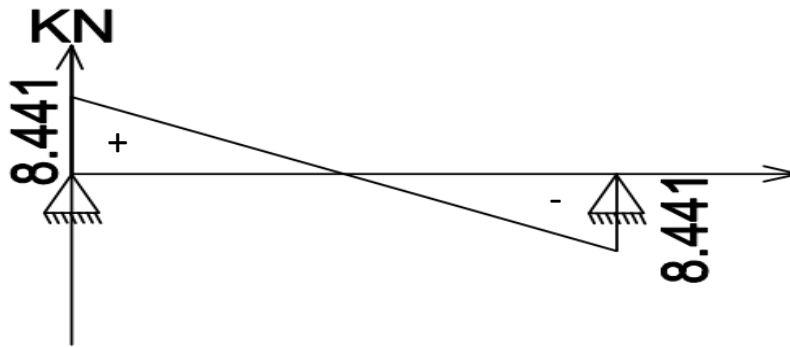


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

**Ferraillage à l'ELU :**

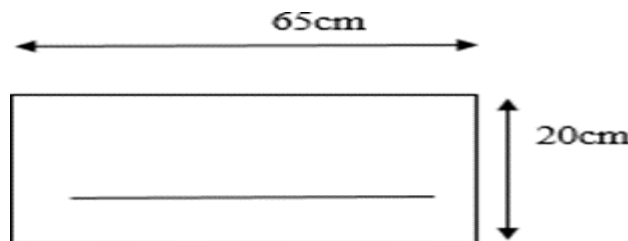
Le ferraillage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

**$M_{tAB} = 8.614 \text{ KN.m}$      $M_B = 6.492 \text{ KN.m}$**

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $d=18\text{cm}$



❖ **En travée :**

Moment équilibré par la table de compression  $M_0$ , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 14,2 \text{ MPac}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 8.614 \text{ KN.m} \llll M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

**Conclusion :**

La section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.614 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < \mu_1 = 0.372 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.029 \rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.614 \times 10^3}{0.9855 \times 18 \times \frac{500 \times 10^2}{1.2}} = 1.17 \text{ cm}^2$$

- Soit : **3HA10=2.36cm<sup>2</sup>**

❖ **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

b<sub>0</sub>=12cm et de hauteur h=20cm.

$$\mu = \frac{M_{bmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.492}{0.12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.117 \quad \mu = 0.117 < \mu_1 = 0.372 \rightarrow \beta = 0.9375$$

$$A_s = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \gamma_s} = \frac{6.492 \times 10^3}{0.9375 \times 18 \times 434.78} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10 =1.57 cm<sup>2</sup>**

**b) Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié99) :**

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35} / \emptyset / l \frac{b_0}{10}\right)$$

∅t : diamètre des armatures transversales

∅l : diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{20}{35} / \emptyset / l \frac{12}{10}\right)$$

$$\left. \begin{array}{l} \emptyset t \leq \min\{0,571 | 1,2 | 1,2\} \\ \emptyset t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ On choisit un cadre } 2\emptyset 8 \text{ avec } A_s = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99)

$$St \min \{0,9d | 40 \text{ cm}\}$$

$$St \min \{16,2 \text{ cm} | 40 \text{ cm}\}$$

On prend : **St=15c**

**Conclusion :**

En travée : **3HA10=2.36 cm<sup>2</sup>**  
 Aux appuis : **2HA10=1.57 cm<sup>2</sup>**  
 Les armatures transversales :  
**2HA8=1.00cm<sup>2</sup>**

**Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton et de la section minimales : (Art B4.2.1 BAEL91modifié99)**

**Calcul de la section minimale :**

**Aux appuis :**

Nous devons vérifier que :

$$A_{stmin} \geq \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} \text{ avec } ft_{28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{stmin} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 2.1}{500} = 0.209 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ min}} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée**

**En travée :**

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{500} = 1.130 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ min}} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **condition vérifiée**

**Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL91modifié99) :**

$$\tau_u = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \text{ avec } T_{max} = 15.15 \text{ MPa}$$

• **Calcul de contrainte de cisaillement admissible:**

$$\tau_u = (0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \text{mi}(3.33 ; 5)$$

• **Calcul de contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} = \frac{15.15 \times 1000}{120 \times 180} = 0.70 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  **condition vérifiée**

**Pas de risque de cisaillement**

**Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d\Sigma u_i} \leq \tau_{se}$$

Avec :  $\tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1,5$  coefficient scellement HA  $\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15$

**Aux appuis :**

$$\Sigma u_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.15 \times 10}{0.9 \times 18 \times 6.28} = 1.48 \text{ mpa}$$

$\tau_{se} = 1.48 \text{ MPA} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

**En travée:**

$$\Sigma u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.15 \times 10}{0.9 \times 18 \times 9.42} = 0.992 \text{ mpa}$$

$\tau_{se} = 0.992 \text{ MPA} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

**❖ L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A5.1.313 ; BAEL91 modifiée 99)**

**Appuis de rive :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \text{ avec } a_0 = 0,9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$T_{max} = 15.15 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

**Appuis intermédiaires :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \text{ avec } a_0 = 0,9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$T_{max} = 15.15 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

❖ **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (A.5.1.312 BAEL91modifié99)**

**Appuis de rives :**

$$A \geq (T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.15 - \frac{3.246 \times 10^2}{0.9d}) \frac{1.2}{500} = -0.012$$

$A = -0.012 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

**Appuis intermédiaires :**

$$A \geq (T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.15 - \frac{6.492 \times 10^2}{0.9d}) \frac{1.2}{500} = -0.06$$

$A = -0.060 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

❖ **Ancrage des armatures : (longueur de scellement) (Art6.1.22 BAEL91modifié99)**

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} \tau_{su} = 0,6\psi_2 \times f_t = 0,6 \times (1,5) \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{500 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

**Forfaitairement :**

$L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40$  on prend :  **$L_s = 40 \text{ cm}$**

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet et Normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale 0,4Ls pour les aciers HA.

$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$  ; Nous adoptons des crochets à 45° avec une longueur  **$L_c = 16 \text{ cm}$** .

**Vérification à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS.

**ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7.07 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 5.057 \text{ KN/ml}$

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$M_{TAB} = 4.542 \text{ KN.m}$      $M_b = 4.64 \text{ KN.m}$      $T_{max} = 11.63 \text{ KN}$

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

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (**Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99**).

❖ **État limite de compression du béton :**

**En travée :**

$$M_{t\max} = 4.542 \text{ kN.m}$$

**La contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \quad \beta_1 = 0.856 \quad K = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.542 \times 10^{-3}}{0.856 \times 0.18 \times 3.39 \times 10^{-4}} = 86.96 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = 86.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 416.66 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**La contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{86.96}{19.72} = 4.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$M_{b\max} = 4.65 \text{ KN.m}$$

**La contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.7268 \quad \beta_1 = 0.877 \quad k = 25.65$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.65 \times 10^{-3}}{0.877 \times 0.18 \times 3.39 \times 10^{-4}} = 86.89 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = 86.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 416.66 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**La contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{86.89}{25.65} = 3.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.39 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de l'état limite de compression sont vérifiées donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

**❖ État limite de déformation : (Art AB 68.4.24 BAEL91 modifié 99)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\frac{H}{L} = 0.06 \geq \frac{1}{22.5} = 0.44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{4.542}{15 \times 7.74} = 0.039 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157 \geq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{500} = 0.0072 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la troisième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche

**Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{st} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f_f = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

**f** : La flèche admissible

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt{f_c} = 3700 \sqrt{28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**I<sub>fv</sub>** : Inertie fictive pour les charges de longue durée

**f** : La flèche admissible

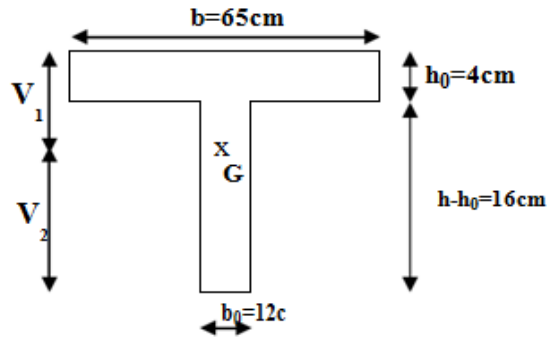
**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt{f_c} = 3700 \sqrt{28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**I<sub>fv</sub>** : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

**I<sub>0</sub>** : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section



**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.36 = 502.4 \text{ cm}^2$$

**Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{2h_0^2}{2} + A_t \times d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3715.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{b_0} = \frac{3715.3}{502.4} = 7.395 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.395 = 12.605 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0^3}{3} (v_1 + v_2) + (b - b_0) h \left[ \frac{h_0^3}{12} + \left( v_1 - \frac{h_0}{2} \right) \right] + 15A + 5V_2 - C$$

$$I_0 = \frac{12^3}{3} (7.395 + 12.605) + (65 - 12) 4 \left[ \frac{4^3}{12} + \left( 7.395 - \frac{4}{2} \right) \right] + 15 \times 3.39 + -2$$

$$I_0 = 21800.687$$

**Calcul des coefficients ( $\delta v, \mu$  ;)**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 1} = 0.0109$$

$$\lambda v = \frac{0.02 \times ft_{28}}{2 + \frac{3 \times b_0}{b} \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + \frac{3 \times 12}{65} \times 0.0109} = \mathbf{1.508}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft_{28}}; 0 \right\} = \{0.582; 0\} = 0.582$$

$$I_f v = \frac{1.1 \times I_0}{1.1 \times I_0} = \frac{1.1 \times 21800.687}{1 + 0.0582 \times 1.508} = 12771.644 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{MtsXl2}{10 \times Ev \times Ifv} = \frac{7.693 \times 3.32}{10 \times 10818.87 \times 103 \times 12771.644 \times 10^{-8}} = 0.00606$$

$f = 0.606mm < f = 6.6mm$  ..... **Condition non vérifiée**

**Conclusion :**

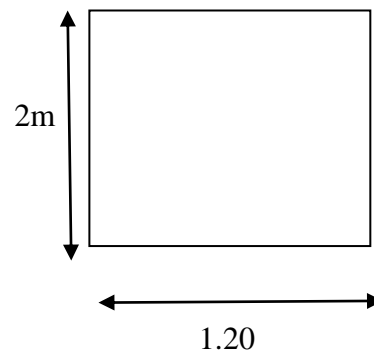
Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

- ❖ Les armatures longitudinales :
- En travée : 3HA10=2.36 cm<sup>2</sup>
- Aux appuis : 2HA10=1.57 cm<sup>2</sup>
- ❖ Les armatures transversales :
- 2HA8=1.01 cm<sup>2</sup>

**III.2. Plancher en dalle pleine**

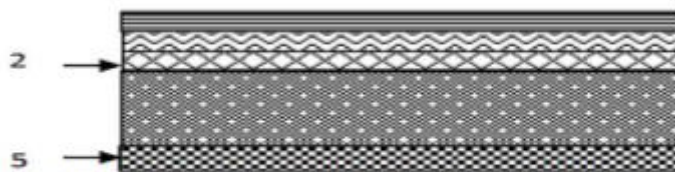
La partie centrale du plancher, intermédiaire accoter de la salle machine, reposant sur ses quatre appuis, est constituée d'un seul type de dalle pleine d'une épaisseur de 15 cm, soumise à son poids propre et la surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD permettant d'évaluer les moments dans les deux sens, fournissant des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, suivant la petite portée ( $L_x = 1.2$  m) et la grande portée ( $L_y = 2$  m).



**Figure III.9 :** Panneau dalle pleine.

- **Combinaisons de charges :**



**Figure III.10 :** Coupe transversale du plancher en dalle

Eléments	Epaisseur(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Couche de sable	0.03	18	0.54
4-Dalle pleine	0.15	15	3.75
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>G = 5.29 KN/m<sup>2</sup></b>			

**Tableau III.4 :** Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.

• **Combinaisons de charges :**

$$G = 5.29 \text{ KN/m}^2$$

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

❖ **AL'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.29) + 1.5(2.5) = 10.89 \text{ KN/m}^2$$

❖ **AL'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5.29 + 2.5 = 7.79 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul à l'ELU :**

❖ **Calcul des efforts :**

Soient  $l_x$  et  $l_y$  les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.

$$\rho = \frac{1.20}{2} = 0.6 \rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

$M_x$  et  $\mu_y$ : Coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  ( $\nu = 0$  à l'ELU ;  $\nu = 0,2$  à l'ELS).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

- **Moment fléchissant :**

$$\rho = 0.6 \rightarrow \mu_x = 0.0892 ; \mu_y = 0.250$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0892 \times 10.89 \times (1.2)^2 = 2.042 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.250 \times 2.042 = 0.51 \text{ KN.m}$$

**- Correction des moments :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 2.042 = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0.51 = 0.433 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 2.042 = -0.613 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 0.51 = -0.153 \text{ KN.m}$$

**- Effort tranchant**

$$\text{Suivant } l_x : T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{10.89 \times 2 \times 1.2}{(3 \times 2)} = 5.263 \text{ kn}$$

$$\text{Suivant } l_y : T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{10.89 \times 2 \times 1.20}{(2 \times 2.65 + 1.45)} = 6.2 \text{ kn}$$

**- Ferrailage :**

On a:  $b=100\text{cm}$ ,  $h = 15 \text{ cm}$ ,  $c= 2\text{cm}$

**En travée :**

**SENS DE LA PETITE PORTEE**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d x^2 f_{bu}} = \frac{1.73 \times 103}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0072 < u_l = 0.372 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.0072 \text{ tableau} \Rightarrow \beta = 0.870$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.73 \times 103}{0.870 \times 13 \times 434.78} = 0.352 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **AST=4HA10=3.14** avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

**SENS DE LA GRANDE PORTEE :(LY)**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d x^2 f_{bu}} = \frac{0.352 \times 103}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002 < u_l = 0.372 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.002 \text{ tableau} \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.352 \times 103}{0.999 \times 13 \times 434.78} = 0.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **AST=4HA10=3.14** avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification a l'élú :**

- **Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).**

**Armatures suivant le sens de lx :**

**Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).**

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}; W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

A<sub>x</sub> : section minimale d'armatures.

b.h : section totale du béton.

W<sub>0</sub> : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE500).

$$\text{Donc : } A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \rightarrow 100 \times 15 \times 0.0008 \times \frac{(3 - 0.6)}{2} = 1.476$$

A<sub>adopté</sub> = 2,01cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 1,476cm<sup>2</sup> ..... **Condition vérifiée.**

**Armatures parallèles : suivant le sens de ly :**

$$W_y \geq W_0 ; W_y = A_y / (b \times h)$$

$$\text{Donc : } A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 15 \times 0.0008 = 1.20 \text{ cm}^2$$

A adopté = 2,01cm<sup>2</sup> > A<sub>y</sub> = 1,20 cm<sup>2</sup> ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2**

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{6.2 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.048$$

$\tau_u = 0,044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'adhérence des barres:BAEL99/art A.6.1.1, 3**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

L'acier utilisé est le FeE500 →  $\psi_s = 1.5$  (acier de haute adhérence).

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{6.2 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 0.528 \text{ mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.528 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2)**

**Suivant le sens lx :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Suivant le sens ly :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des barres : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2)**

$$\phi_{\text{adopté}} \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_{\text{adopté}} = 8 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Adopté : diamètre des armatures longitudinales.

• **Calcul à l'ELS :**

❖ **Moment fléchissant :**

$$\rho = 0.6 \rightarrow \mu_x = 0.0933 ; \mu_y = 0.41$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0933 \times 7.79 \times (1.45)^2 = 1.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.41 \times 1.53 = 0.6273 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

**En travée : M<sub>t</sub>**

$$x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1.53 = 1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0.6273 = 0.53 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 1.53 = -0.459 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 1.53 = -0.459 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

**Suivant lx :**  $T_u = \frac{q_s \times l_x \times l_y}{3 l_y} T_u = 7.79 \times 1.2 \times 2 / (3 \times 2) = 3.765 \text{ KN}$

**Suivant ly :**  $T_u = \frac{q_s \times l_x \times l_y}{2 l_y + l_x} T_u = 7.79 \times 1.2 \times 2. / (3 \times 2 + 1.20) = 4.43 \text{ KN}$

❖ **Vérification a l'ELS :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 Art A.4.5.3-2).**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{1.3}{20 \times 1.53} = 0.042 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2.01}{500} = 0.004 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

En travée :  **$M_{t \max} = 1.3 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 ; \rho = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.3 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 53.15$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 53.15 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$$

$$\sigma_{bc} = \frac{53.15}{63.12} = 0.842$$

$$\sigma_{bc} = 0.842 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Conditions vérifiée.}$$

**Aux appuis:  $M_{a \max} = 0.459 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \rho = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.459 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 18.76 \quad \overline{\sigma}_{st} = 18.76 \text{ MPa} < 434.78 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.76}{63.12} = 0.29$$

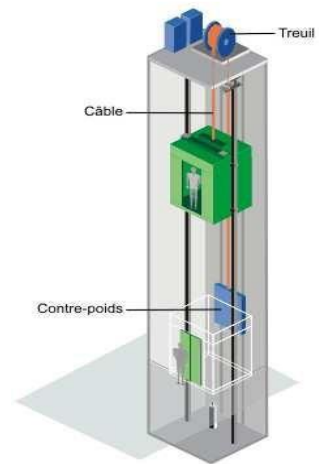
$\sigma_{bc} = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

• **Récapitulatif :**

**En travées : sens XX  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25\text{cm}$ ).**  
**Sens YY  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).**  
**Aux appuis : sens XX  $A_a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).**  
**sens YY  $A_a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).**

**III.3. Salle machine :**

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages. Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est de ( $v = 1 \text{ m/s}$ ), la surface de la cabine est de ( $1,60 \times 1,80$ ) = 2,880 m<sup>2</sup>, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.



**Figure III.11 : Ascenseur**

• **Calcul de la dalle pleine du local machine :**

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 engendrés par cette charge, suivant la petite portée ( $L_x = 1,6\text{m}$ ) et la grande portée ( $L_y = 1,80\text{m}$ ).

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

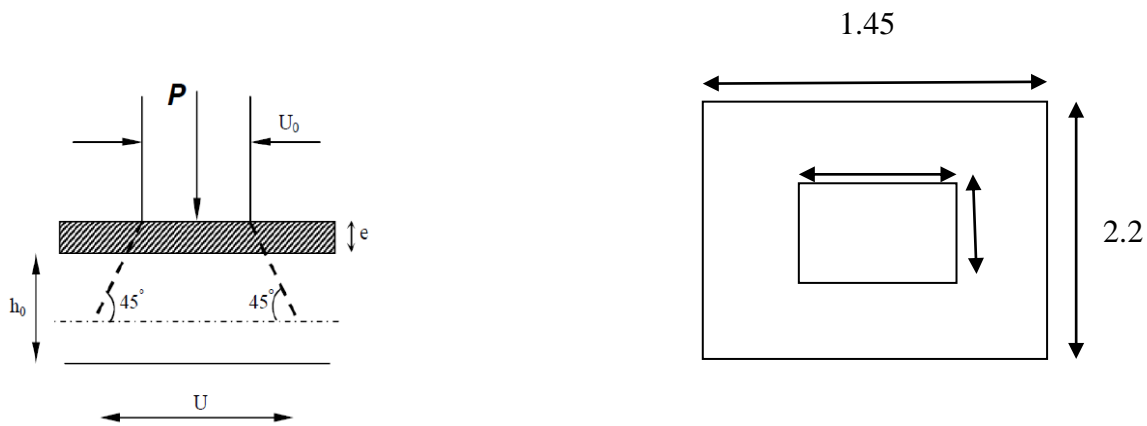


Figure III.12 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

• Dimensionnement :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{2.2} = 0.7 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \text{ Panneau isolé } ep \geq \frac{l_x}{30}$$

$ep \geq \frac{145}{30} = 4.83 \rightarrow$  L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA24 version 2024), on prend une épaisseur  $ep = 15 \text{ cm}$ .

$0.4 < \rho < 1 \rightarrow$  le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

❖ Détermination des sollicitations :

- Moments dus au poids propre :

A L'ELU :

Charge permanente : poids propre de la dalle + revêtement en béton

$$G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05$$

$$q_u = 8.05 \text{ KN/ml}$$

Moment suivant la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

Moment suivant la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y$ : Coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$

$$\rho = 0.7 \text{ et } \nu = 0 \text{ (ELU)} \rightarrow \mu_x = 0.0683 ; \mu_y = 0.436$$

$$M_{1x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0683 \times 8.05 \times (1.45)^2 = 1.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = \mu_y \times M_x = 0.436 \times 1.16 = 0.504 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \rightarrow q_s = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.7 \text{ et } \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \rightarrow \mu_x = 0.0743 ; \mu_y = 0.585$$

$$M_{1x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0743 \times 5.85 \times (1.45)^2 = 0.914 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = \mu_y \times M_x = 0.585 \times 0.914 = 0.535 \text{ KN.m}$$

**- Moments dus à la charge localisée (système de levage) :**

$$M_x = P \times (M_1 + v \times M_2)$$

$$M_y = P \times (M_1 \times v + M_2)$$

$M_1$  et  $M_2$ : coefficients donnée par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports  $\frac{u}{l_x}$  et  $\frac{v}{l_y}$

**U et V (80×80) :** cotés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2 \times \xi + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times \xi + h_0$$

Avec :

$h_0 = 15$  cm (épaisseur de la dalle pleine).

$\xi$  : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une

Chape en béton donc  $\xi = 5$ cm

$$U = V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{cm}$$

$$\text{On a: } \frac{u}{l_x} = \frac{1.05}{1.5} = 0.7 \quad \mathbf{M_1 = 0,082}$$

$$\frac{u}{l_y} = \frac{1.05}{2.2} = 0.5 \mathbf{M_2 = 0,040}$$

**A L'ELU V=0 :**

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 70 = 94.5 \text{ KN.}$$

$$M_{2x} = P_u \times (M_1 + v \times M_2) = 94.5 (0.082) = 7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y} = P_u \times (M_1 \times v + M_2) = 94.5 (0.040) = 3.78 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS V=0.2:**

$$P_s = P = 70 \text{ KN.}$$

$$M_{2x} = P_s \times (M_1 + v \times M_2) = 70 (0.082 + 0.2 \times 0.040) = 6.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y} = P_s \times (M_1 \times v + M_2) = 70 (0.082 \times 0.2 + 0.040) = 3.948 \text{ KN.m}$$

**❖ Superposition des moments :**

**- A L'ELU**

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 1.16 + 7.75 = 8.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 0.504 + 3.78 = 4.284 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) entravée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.91 = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.284 = 3.64 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**  $M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 8.91 = -2.673 \text{KN.m}$

$M_{ay} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 8.91 = -2.673 \text{KN.m}$

- **A L'ELS:**

$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 0.914 + 6.3 = 7.214 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 3.948 + 0.535 = 4.483 \text{KN.m}$

**Correction des moments :**

**En travée :**  $M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.214 = 6.132 \text{KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.483 = 3.81 \text{KN.m}$

**Aux appuis :**  $M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 6.132 = -1.84 \text{KN.m}$

$M_{ay} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 6.132 = -1.84 \text{KN.m}$

• **Ferraillage du panneau :**

Le ferraillage se fera à l'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée

$(d_x = d_y = 13 \text{cm}).$

❖ **En travée :**

- **SENS DE LA PETITE PORTEE : (lx)**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d x^2 f_{bu}} = \frac{7.57 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$\mu_u = 0.03 \text{ tableau} \Rightarrow \beta = 0.985$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.57 \times 1000}{0.9855 \times 13 \times 434.78} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature  $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}^2$

- **SENS DE LA GRANDE PORTEE : (ly)**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b d x^2 f_{bu}} = \frac{3.64 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$\mu_u = 0.015 \text{ tableau} \Rightarrow \beta = 0.9925$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.64 \times 1000}{0.9925 \times 13 \times 434.78} = 0.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature  $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ **Aux appuis :**

$$\mu u = \frac{Max}{bdy^2 fbu} = \frac{3.64 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu l = 0.372 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu u = 0.012 \text{ tableau} \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.673 \times 1000}{0.994 \times 13 \times 434.78} = 0.475 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature  $A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ **VERIFICATION A L'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 modifié 99/ Art B.7.4)**

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-p)}{2}; W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

$A_x$  : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE500).

$$\text{Donc : } A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-p)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 15 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.7)}{2} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_x = 1,38 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Armateurs parallèles : suivant le sens de lx**

$$W_y \geq W_0 W_y = A_y / (b \times h)$$

$$\text{Donc : } A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 15 \times 0.0008 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_y = 1,20 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement : (Beal modifié 99/ Art A.5.2-2).**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_u = \frac{pu}{3v} = \frac{94.5}{3 \times 1.05} = 30 \text{ kn}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_u = \frac{pu}{3v} = \frac{94.5}{3 \times 1.05} = 30 \text{ kn}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ mpa}$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{30 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.23$$

$\tau_u = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**- Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2).**

**Suivant le sens lx**

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

**Suivant le sens ly**

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**- Diamètre maximal des barres : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2)**

$$\phi_{adopté} \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_{adopté} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée.**

$\phi_{adopté}$  : diamètre des armatures longitudinales.

**- Vérification de poinçonnement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-4-2)**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $U_c$ : périmètre du contour de l'aire laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = (105 + 105) \times 2 = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m}$$

$$\rightarrow 0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 472.5 \text{ KN.}$$

$\rightarrow 94.5 \leq 472.5 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

Aucune armature transversale n'est pas nécessaire.

❖ **VERIFICATION A L'ELS :**

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 Art A.4.5.3-2).**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation : (BAEL 91 Art B.7.5 1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{6.132}{20 \times 7.214} = 0.0425 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{l_x} \geq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 < \frac{2}{500} = 0.004 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

**En travée :  $M_{t \max} = 6.132 \text{KN.m}$**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15 \rho = 0.15 \rightarrow \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.132 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 3.14} = 160.049 < 434.78 \text{mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}; \quad \rho = 0.15 \rightarrow k_1 = 63.12$$

$$\sigma_{bc} = \frac{160.05}{63.12} = 2.54 \rightarrow \sigma_{bc} = 2.54 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis :  $M_t \max = 1.84 \text{KN.m}$**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rho = 0.15 \rightarrow \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.84 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 3.14} = 75.23 < 434.78 \text{mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}; \quad \rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$$

$$\sigma_{bc} = \frac{75.23}{63.12} = 1.19 \rightarrow \sigma_{bc} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :** sens XX  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (St = 25 cm).  
 Sens YY  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (St = 25 cm).  
**Aux appuis :** sens XX  $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (St = 25 cm).  
 sens YY  $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (St = 25 cm).

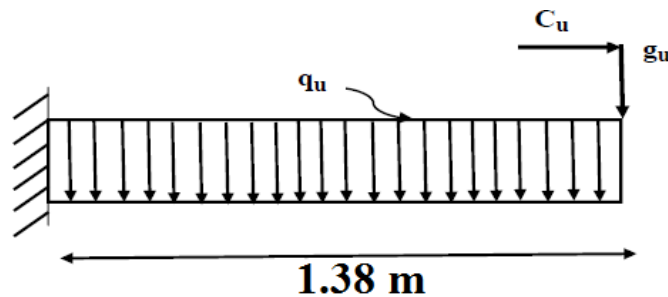
**III.4. Les balcons :**

• **Pré dimensionnement :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher ; le balcon travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Avec :  $e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{138}{10} = 13.8 \text{ cm}$

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



**Figure III.13 :** Schéma statique balcon.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Carrelage de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale		$G = 5.29 \text{ kn/m}^2$		

**Tableau III.5 :** Charges permanentes revenant aux balcons.

Charge de concentration due au poids du garde corps :

Eléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique	0.1	0.9
Enduit ciment	0.02	0.72
<b>Total</b>	<b>G=1.62</b>	

**Tableau III.6 :** Charges due au poids du garde corps.

**Charge d'exploitation :**  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courante :  $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

❖ **Combinaisons des charges :**

- **Combinaisons de charge à l'E L U :**

Pour la dalle :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,29 + 1,5 \times 3,5)$

**$q_u = 12,39 \text{ KN/m}$**

Main courante :  $C_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde du corps :  $g_u = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/m}$

- **Combinaison de charge à l'ELS :**

La dalle :  $q_s = Q + G = 5,29 + 3,5$

**$q_s = 8,79 \text{ KN/m}$**

Main courante :  $C_s = 1 \text{ KN/m}$

Garde du corps :  $g_s = 1,62 \text{ KN/m}$ .

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

**A l'ELU :**

$$M_u = \frac{Qul^2}{2} + g_u l + C_u H = \frac{12,39 \times 1,38^2}{2} + 1,62 \times 1,38 + 1,5 \times 1$$

**$M_u = 15,53 \text{ KN.m}$**

**A l'état limite de service ELS :**

$$M_s = \frac{Qul^2}{2} + g_s l + C_s H = \frac{8,79 \times 1,38^2}{2} + 1,62 \times 1,38 + 1,5 \times 1$$

**$M_s = 11,60 \text{ KN.m}$**

• **Ferraillage :**

La console se calcule en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

❖ **Armature principale :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 416.66 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}.$$

$\mu u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.53 \times 1000}{100 \times 13 \times 14.2} = 0.065 < ul = 0.372 \rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu u = 0.065 \text{ tableau} \Rightarrow \beta = 0.9665$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.53 \times 1000}{100 \times 13 \times 416.66} = 2.967 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature  $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature

$$A_{st} = 4\text{HA}10 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.3 BAEL 91 modifier 99) :**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{stmin}$ .

- **Calcul de la section minimale :**

$$A_{stmin} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{stmin} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{500} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$A_{Adopte} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{stmin} = 1.26 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

- **Vérification des espacements des barres :**

**Armatures principales :**

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

$S_{tAdopter} = 25 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**Armatures de répartition :**

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

$S_{tAdopter} = 25 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

**- Vérification aux cisaillements: (Art A.5.1.1BAEL 91 modifier 99)**

$$\tau u = \frac{Tu}{bd} < \overline{\tau u}$$

Avec :  $Tu = qu \times l + gu = 12.39 \times 1.38 + 2.187$   
 $Tu = 19.285 \text{ KN.}$

La fissuration est préjudiciable (Art A.5.1, 211BAEL 91) :

$$\overline{\tau u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau u} = \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = \mathbf{2.5\text{MPa.}}$$

$$\tau u = \frac{Tu}{bd} = \frac{19.285 \times 100}{1000 \times 130} = 0.148.$$

$\tau u = \mathbf{0.148\text{MPa}} < \overline{\tau u} = \mathbf{2.5\text{MPa}}$ .....Condition vérifiée

→ Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

**- Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ .

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{c28} \rightarrow 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{19.285 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.0936 \text{ MPA}$$

$\Sigma u_i$ : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$\tau_{se} = 1,0936 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$  → Donc pas de risque d'entraînement des barres.

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

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } : \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 500}{4 \times 2.835} = 52.91 \text{ cm} \rightarrow l_s = 55 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L<sub>s</sub>** pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 55 = \mathbf{22\text{cm.}}$$

- **Vérification à l'ELS:**
  - **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho = 0.347 \rightarrow \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.6 \times 1000}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 217.42 \text{ MPA}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$   
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rho = 0.347 \rightarrow k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{217.42}{39.95} = 5.44$$

$\sigma_{bc} = 5.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la flèche : (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifiée 99)**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{138} = 0.11 > 0.0625 \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée.**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} \rightarrow 0.11 > \frac{11.60}{10 \times 11.6} = 0.1 \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée.**

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100} = 0.0034 > \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

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

**Récapitulatif :**

**Armatures principales:  $A_{st} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ .  
 (St = 25cm)  
 Armatures de répartition :  $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ . (St = 25cm)**

**III.5. L'acrotère**

• **Introduction**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**).

Il a pour rôle de :

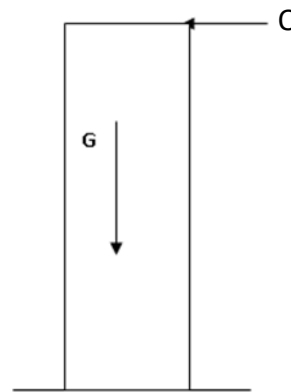
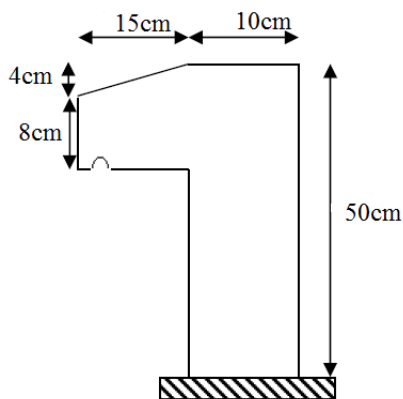
- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades

• **Hypothèse de calcul**

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.



**Figure III.14:** Coupe transversale de l'acrotère. **Figure III.15:** Schéma statique de l'acrotère

• **Les sollicitations :**

❖ **Poids propre G :**  $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.5 \times 0.1) + (0.08 \times 0.15) + ((0.15 \times 0.04) / 2)] \times 25$$

$$G = 1.625 \text{ KN/ml.}$$

- Effort horizontale :  $Q = 1 \text{ KN /ml}$
- Effort normal du au poids propre  $GN_G = G \times 1 = 1.625 \text{ kn}$
- Effort normal du a la surcharge  $Q \quad N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à  $G \quad M_G = 0$
- Moment de renversement dû à l'effort horizontal :  $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$

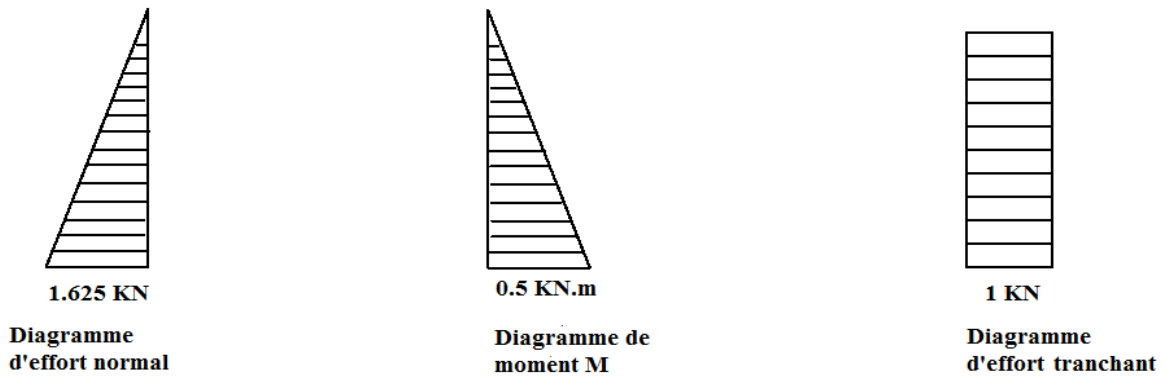


Figure III.16 : Diagramme des efforts internes.

❖ A L'ELU :

- Effort normal :  $N_u = 1.35N_G + 1. N_Q$   
 $\rightarrow 1.35 \times 1.625 + 1,5 \times 0 = 2,193 \text{KN}$
- Moment de renversement :  $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$   
 $\rightarrow 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{KN.m}$

❖ A L'ELS :

- Effort normal :  $N_s = N_G + N_Q = 1.625 \text{KN}$
- Moment de renversement :  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.5 \text{KN.m}$

• Ferrailage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS

Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ». Donc ça consiste à l'étude d'une section de béton rectangulaire (b×h) soumise à la flexion composée.

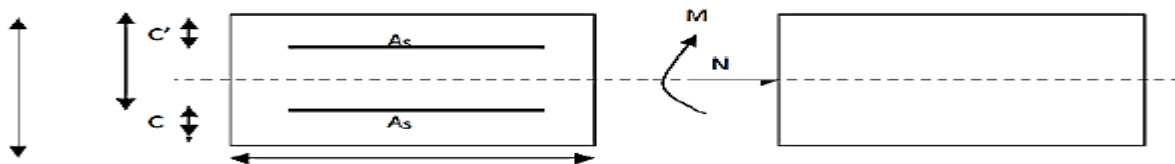


Figure III.17 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur de la section : 100cm
- c et c' : Enrobage : 3cm
- d : Hauteur utile (h – c) : 7cm

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2.194} = 0.3419 \text{ cm}$$

Nous avons :  $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \rightarrow eu > 2 \text{ cm} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est **partiellement comprimée**.

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

- **Calcul en flexion simple :**

**Moment fictif :**

$M_f$ : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$M_f = Mu + Nu \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.75 + 2.193 \times 0.02 = 0.794 \text{ Mf} = 0.794 \text{ KN.m.}$$

**Moment réduit  $\mu$  :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.794 \times 1000}{100 \times 49 \times 14.2} = 0.011 < ul = 0.372 \rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

armée

$$\mu = 0.011 \rightarrow \beta = 0.9945$$

**Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.794 \times 1000}{0.9945 \times 7 \times 434.78} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f = \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.27 \times \frac{2.194 \times 10}{434.78} = 0.22 \text{ cm}^2$$

• **Vérifications a l'ELU**

- **Condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left( \frac{es - (0.455 \times d)}{es - (0.185 \times d)} \right)$$

Avec :

$$E_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.1625} = 0.307 \text{ cmf t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 2.1}{500} \times \left( \frac{30.7 - (0.455 \times 7)}{30.7 - (0.185 \times 7)} \right) = 0.632 \text{ cm}^2$$

Remarquons que :  $A_{st} < A_{min}$  la condition n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale  $A_{st} = A_{min} = 0.79 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times Q}{b \times d} \text{ avec :}$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement qui doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ mpa}$$

$\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... **La condition est vérifiée** donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres : BAEL99/art A.6.1.1, 3**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

L'acier utilisé est le FeE500  $\rightarrow \psi_s = 1.5$  (acier de haute adhérence).

$$D'où : \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**- La longueur de scellement droit:**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L<sub>s</sub> ».

**- Vérification des espacements : (BAEL91/ Art. A.4.5.33)**

**Armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33)$$

$$s_t \leq \min 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures principales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45)$$

$$s_t \leq \min 4 \times 10 = 40 \text{ cm} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**• Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable. **Dans l'acier :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$**

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\right)$$

$$\eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 500, (110 \sqrt{1.6} \times 2.1)\right) \rightarrow \min(333.33; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \quad \rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.9155$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.5 \times 1000}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 38.816$$

$$\sigma_{st} = 38.816 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$**

$$\bullet \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{38.816}{44.17} = 0.878$$

$$\sigma_{bc} = 0.878 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA24/ version 2024. Art 6.2.3)**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = (AIS) CP \left(1 + \frac{3hz}{H}\right) w_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : zone III, groupe d'usage 2

A = 0.20 (tableau 4-1 du RPA 24/2024) [2]

C<sub>p</sub>: Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8

Éléments en console : C<sub>p</sub>= 0.8 (tableau 6-1 du RPA24/2024) [2]

W<sub>p</sub>: Poids de l'acrotère W<sub>p</sub>= 2.34KN/ml

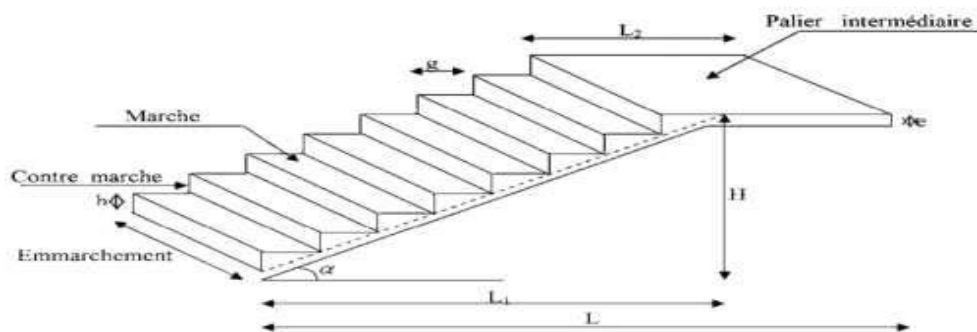
$$F_p = (0.2 \times 1 \times 1.3) 0.8 \left(1 + \frac{3 \times 0.5}{23.34}\right) \times 2.34 = 0.52 < Q \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Armature principale 4HA8 =2.01 avec st =25 cm**

**Armature de répartition 4HA 10 =3.14 avec st =15cm**

**III.6. Les escaliers**

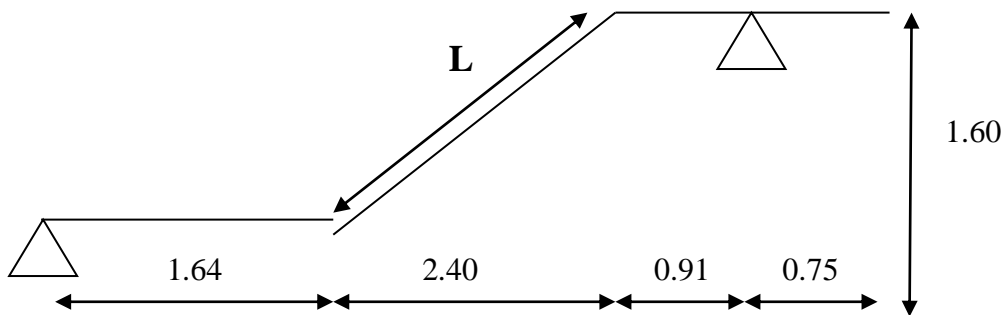
Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches qui permettent le passage d'un niveau à un autre.



**Figure III.18 :** Terminologie d'un escalier.

- **Caractéristiques dimensionnelles :**
- ❖ **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc....
- ❖ **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches.

- ❖ **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- ❖ **L’emmarchement :** distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- ❖ **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d’arrivée.
- ❖ **La volée :** partie d’escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales situées entre deux paliers successifs.
- ❖ **Un palier :** est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et ou à chaque étage.
- ❖ **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches
- **Dimensionnement :**
- ❖ **Schéma statique :** Il est constitué d’une volée telle quelle est montrée ci-après



**Figure III.19 :** Coupe verticale de l’escalier.

- ❖ **Etage courant :**
  - Hauteur de marche :  $h = 17\text{cm}$ .
  - Le giron :  $g = 30\text{cm}$ .
  - Le nombre de contres marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{160}{17} = 9.41$  on prend  $n = 9$
  - Le nombre de marches :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ .

❖ **Vérification de la loi de BLANDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 2h+g=64\text{cm} \leq 64\text{cm}$  ..... **Condition vérifiée → donc l’escalier est confort**

❖ **Dimensionnement de la paillasse :**

L’épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$$

L' : Longueur de la pailleasse tel que :

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_2} = \frac{1.60}{2.40} = 0.666 \text{ donc } \alpha = 33.66^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_2}{L'} \rightarrow L' = \frac{l_2}{\cos \alpha} = \frac{1.60}{\cos 33.66} = 192.23 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_1 + L_2 + L_3 = 1.64 + 192.23 + 0.91 = 447.23$$

$$D' \text{ ou } : \frac{447.23}{30} \leq ep \leq \frac{447.23}{20} \rightarrow 14.9 \leq ep \leq 22.36$$

On adopte : **ep = 20cm**

❖ **Détermination des charges et surcharges revenant au palier de repos et à la volée :**

- **Palier de repos :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	
Palier	25×0.20×1	5
Revêtement en carrelage	20×0.02×1	0.4
Mortier de pose	20×0.02×1	0.4
Couche de sable	18×0.02×1	0.36
Enduit en plâtre	10×0.01×1	0.1
	<b>G = 6.26</b>	
	Q=2.5	

**Tableau III.7 :** Charges et surcharges revenant au palier.

- **La volée :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	
Poids propre de la pailleasse	$25 \times ep / \cos \alpha = 25 \times 0.20 \times \cos 33.66^\circ$	6
Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.2 / 2$	2.5
Couche de sable	18×0.02×1	0.36
Mortier de pose	20×0.02×1	0.4
Revêtements en carrelage	20×0.02×1	0.4
Poids du garde-corps	/	0.2
Enduit en plâtre	10×0.01×1	0.1
	<b>G=9.96</b>	
	Q=2.5	

**Tableau III.8 :** Charges et surcharges revenant à la pailleasse.

**- Mur extérieur :**

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1- Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2-Brique creuse intérieure	0.1	9	0.90
3-Lame d'air	0.05	/	/
4-Brique creuse extérieur	0.1	9	0.90
5-Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

**Tableau III.9 :** Charges revenant au mur extérieur.

$P = 2.36 \times 3 \times 1 = 7.08\text{KN}.$

**❖ Combinaison de charges :**

**- A l'ELU:**

$q_{uv} = 1.35G_{volée} + 1.5Q_{volée} = 1.35 \times 9.96 + 1.5 \times 2.5 = 16.57\text{KN/ml}$

$q_{up} = 1.35G_{palier} + 1.5Q_{palier} = 1.35 \times 6.26 + 1.5 \times 2.5 = 12.201\text{KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $P_u = 1.35 \times 7.08 = 9.55\text{KN}$

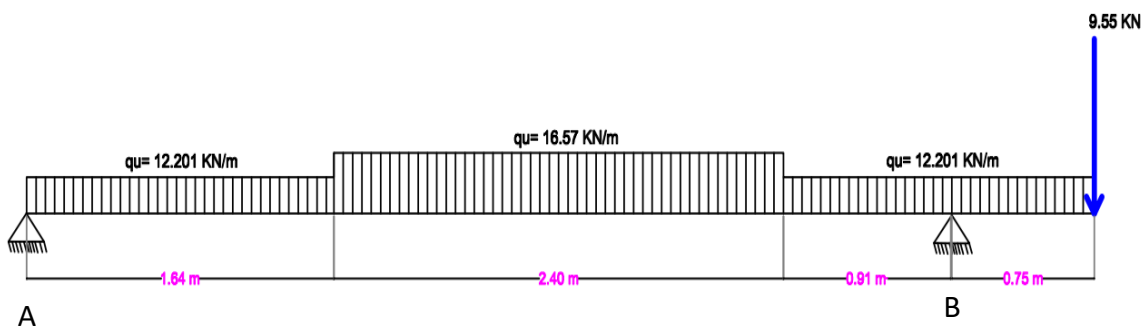
**- A l'ELS :**

$q_{sv} = G_{volée} + Q_{volée} = 9.96 + 2.5 = 12.46\text{KN/ml}$

$q_{sp} = G_{palier} + Q_{palier} = 6.26 + 2.5 = 8.76\text{KN/ml}$

**Mur extérieur :**  $P_s = 7.08\text{KN}$

**• Calcul des efforts internes à l'ELU :**



**Figure III.20 :** Schéma statique d'escalier à l'ELU

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_C = 12.201 \times 1.64 + 16.57 \times 2.4 + 12.201 \times 1.66 + 9.55$$

$$\Rightarrow R_A + R_b = \mathbf{89.58KN}.$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (12.201 \times 1.64^2 \times 1.64/2) + (16.57 \times 2.64 \times (2.64/2) - R_b \times 3.31 +$$

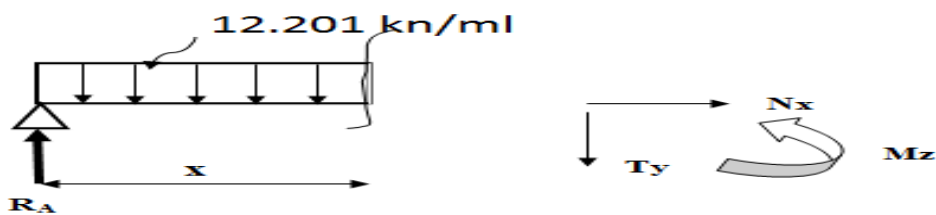
$$(12.201 \times 1.66 \times (0.83 + 2.4)) + 9.55 \times 4.06 = 0$$

$$R_b = 57.05$$

$$\Rightarrow R_b = \mathbf{57.05KN} \Rightarrow R_A = 89.58 - R_b \Rightarrow R_A = \mathbf{32.53KN}.$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

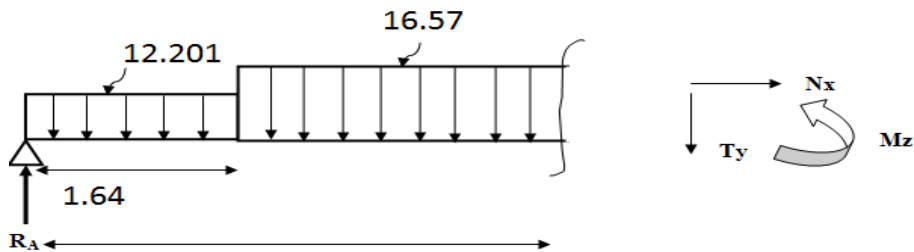
- **Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.64m$**



$$T_y(x) = -12.201x + 32.53 \Rightarrow T_y(0) = 32.53KN. \quad T_y(1.64) = 12.52KN.$$

$$M(x) = -12.201x \times x/2 + 32.53x \Rightarrow M(0) = 0KN.m$$

$$(1.64) = 16.12KN.m$$



- **Tronçon :  $1.64 \leq x \leq 4.04m$**

$$T_y(x) = -12.201 \times 1.64 + 32.53 - 16.57 \times (x - 1.64)$$

$$T_y(1.64) = 12.52kn$$

$$T_y(4.04) = -27.25KN.$$

$$M(x) = -(12.201 \times 1.64)(x - 0.82) - 16.57/2(x - 1.64)^2 + 32.53x$$

$$\Rightarrow M(1.64) = 36.91KN.m$$

$$M(4.04) = 19.18KN.m$$

- **Tronçon :  $4.04 \leq x \leq 4.95m$**

$$T_y = -12.201x + 22.04$$

$$T_y(4.32) = -27.25kn$$

$T_y(4.94) = -38.35 \text{ kn}$

$M(x) = -6.1005x^2 + 22.04x + 29.78$

$M(4.04) = 19.25 \text{ kn.m}$

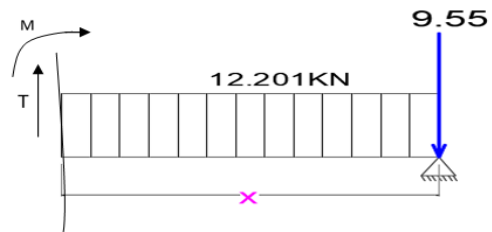
$M(4.94) = -10.59 \text{ kn.m}$

**- Tronçon  $0 < x < 0.75$**

$T_y = 12.201x + 9.55$

$T_y(0) = 9.55 \text{ kn}$

$T_y(0.75) = 18.70 \text{ kn}$



$M(x) = -6.1005 x^2 - 9.55x$      $M(0) = 0$     ;  $M(0.75) = -10.59$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$M_{max} = 36.91 \text{ KN.m}$      $V_{max} = 38.35 \text{ KN}$

**Remarque :**

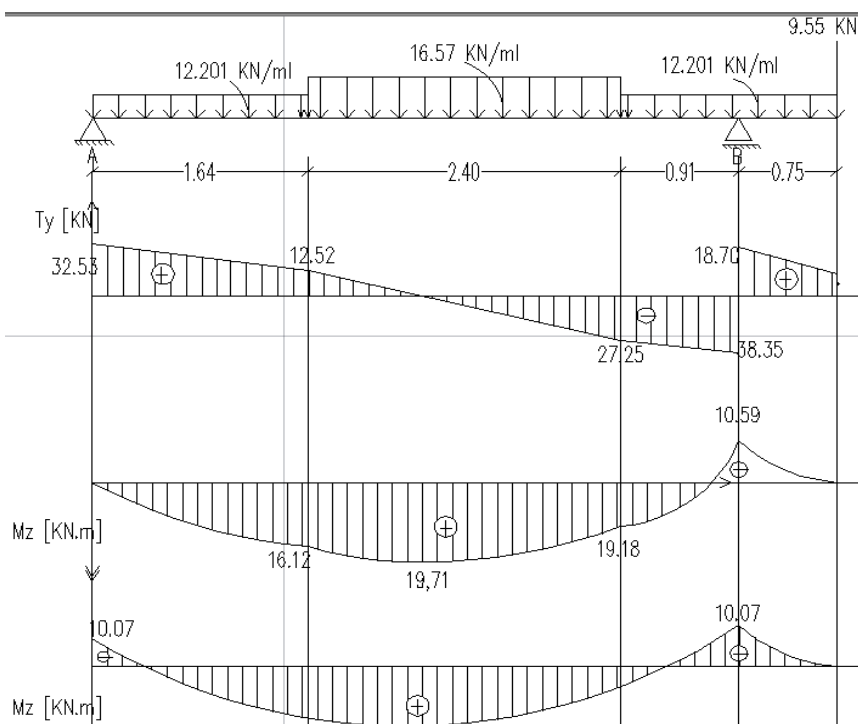
A fin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

**En travée :**  $M_t = 0.85 \times 36.91 = 31.37 \text{ KN.m}$ .

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 \times 36.91 = -11.07 \text{ KN.m}$ .

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**



**Figure III.21 :** Diagramme des efforts internes à l'ELU.

• **Ferraillage des escaliers :**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU, et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 100\text{cm}; h = 15\text{cm}; c = 2\text{cm}; d = 13\text{cm}; f_{c28} = 25\text{Mpa}; f_{bu} = 14,2\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa}$$

❖ **Aux appuis :  $M_a = 11.07\text{KN.m}$**

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.07 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.372 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.046 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{la} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.07 \times 1000}{13 \times 434.78 \times 0.976} = 2.007 \text{ cm}$$

Soit :  **$A_{la} = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}$**  Avec un espacement :  $St = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{ra} = \frac{A_{la}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_{ra} = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}$**  Avec un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$

❖ **En travée :**

- **Armatures longitudinales :**

$$M_t = 31.37\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.37 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.13 < 0.372 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.13 \Rightarrow \beta = 0.9395$$

$$A_{lt} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.37 \times 1000}{13 \times 434.78 \times 0.9395} = 5.90 \text{ cm}$$

Soit :  **$A_{la} = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$**  Avec un espacement :  $St = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{ra} = \frac{A_{la}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_{ra} = 5\text{HA}10 = 3.92\text{cm}$**  Avec un espacement :  $St = 20\text{cm}$

• **Vérfications à l'ELU :**

- **Vérfication de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_{st} = 6.78 > A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

En appuis :  $A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérfication des espacements :**

**Armatures principales :**  $St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St_{Adopter} = 15 \text{ cm} < St = 33 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

**Armatures de répartition :**  $St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St_{Adopter} = 20 \text{ cm} < St = 45 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérfication de l'effort tranchant :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{38.35 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.295 < 3.33 \text{ mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } : u = 0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 500}{4 \times 2.283} = 52.32 \rightarrow L_s = 55 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4Ls** pour les aciers HA.

$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 55 = 22 \text{ cm.}$

- **Vérfication de l'adhérence des d'entrainement des barres:**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec } : \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.35 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 1.44 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

• Calcul des efforts internes à l'ELS :

$q_{sv} = 12.46 \text{ KN/ml}$

$q_{sp} = 8.76 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur :  $P_s = 7.08 \text{ KN}$

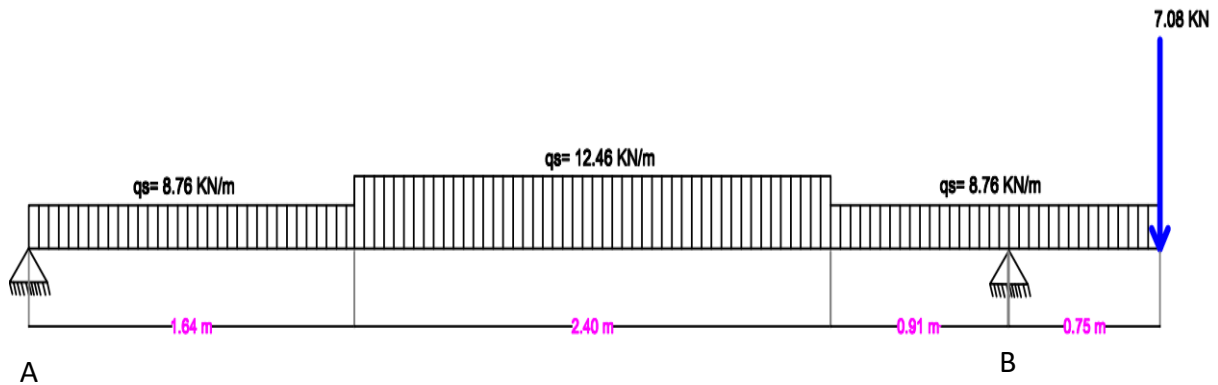


Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow RA + RC = 8.76 \times 1.64 + 12.46 \times 2.4 + 8.76 \times 1.66 + 7.08$$

$$\Rightarrow RA + RC = 65.94 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (8.76 \times 1.64^2 / 2) + 12.46 \times 2.4 \times 2.84 + (8.76 \times 1.66 \times 4.87) + 7.08 \times 5.7 - RB \times 4.95 = 0$$

$$RB = 41.99 \text{ kn} \quad Ra = 23.95 \text{ kn}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

- **Tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.64 \text{ m}$

$$T_y(x) = -8.76x + 23.95 \quad T(0) = 0 \text{ kn}$$

$$T(1.64) = 3.58 \text{ kn}$$

$$M_x = -4.38x^2 + 23.95x \quad M(0) = 0 \text{ kn.m}$$

$$M(1.64) = 27.73 \text{ kn.m}$$

- **Tronçon** :  $1.64 \leq x \leq 4.04 \text{ m}$

$$T_y = -12.32 + 29.8 + 16.73 - 10.2x$$

$$T_y = -12.46x + 30.02 \quad T_y(1.64) = 9.58 \text{ kn}$$

$$T_y(4.04) = -20.32 \text{ kn}$$

$$M_x = -6.23x^2 + 30.01x - 4.98 \quad M(1.64) = 27.48 \text{ kn.m}$$

$$M(4.04) = 14.57 \text{ kn.m}$$

- **Tronçon** :  $4.04 \leq x \leq 4.95 \text{ m}$

$$T_y = -8.76x + 15.07 \quad T(4.04) = -20.32 \text{ kn}$$

$$T(4.95) = -28.3 \text{ kn}$$

$$M_x = -4.38x^2 + 15.07x + 25.22 \quad M(4.04) = 14.57 \text{ kn.m}$$

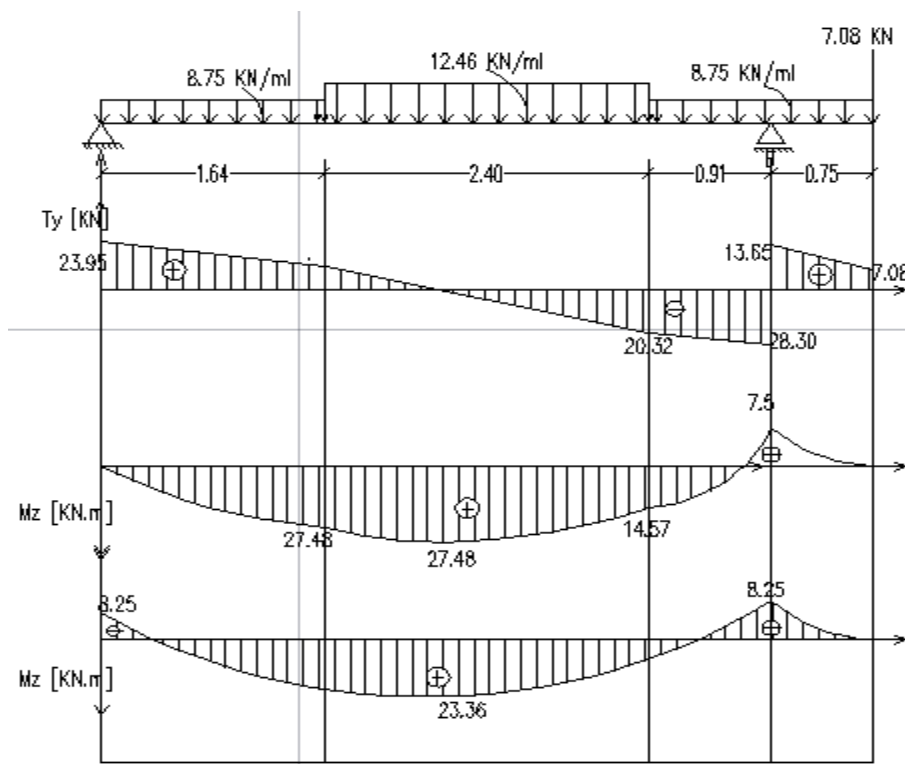
$$M(4.95) = -7.5 \text{ kn.m}$$

- **Tronçon :**  $0 \leq x \leq 0.75\text{m}$   
 $Ty = 8.76x + 7.08$   $T(0) = 7.08 \text{ kn}$   
 $T(0.75) = 13.65 \text{ kn}$   
 $Mx = -7.08x - 4.38x^2$   $M(0) = 0 \text{ kn.m}$   
 $M(0.75) = -7.77 \text{ kn.m}$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :  
 **$M_{max} = 27.48 \text{ KN.m}$**   
 **$V_{max} = 28.30 \text{ KN}$**

**Remarque :** Afin de tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement  
**En travée :**  $M_t = 0.85 \times 27.48 = 23.36 \text{ KN.m}$ .  
**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 \times 27.48 = -8.25 \text{ KN.m}$ .

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELS :**



**Figure III.23 :** Diagramme des efforts internes à l'ELS.

- Vérifications à l'ELS :
  - Vérification des contraintes dans le béton :

En travée:  $M_s = 23.36 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52$$

$$\rho = 0.35 \rightarrow \beta_1 = 0.892$$

$$\sigma_{st} = \frac{23.36 \times 1000}{0.892 \times 13 \times 6.78} = 297.12$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 297.12 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rho = 0.52 \rightarrow k_1 = 31.30 = \frac{297.12}{31.30} = 9.49$$

$$\sigma_{bc} = 9.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis:  $M_a = 8.25 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho = 0.24 \rightarrow \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.25 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 219.44$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 219.44 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rho = 0.15 \rightarrow k_1 = 48.29 = \frac{219.44}{48.29} = 4.54$$

$$\sigma_{bc} = 4.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**- Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{312.13} = 0.048 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition ci-dessus n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

**- Calcul de la flèche : (BAEL91 /Art. B6.5.2)**

$$f = \frac{MtsXl^2}{10 \times Ifv \times Ev} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$ : La flèche admissible

Ev: Module de déformation différée = 10818.86 MPa

Ifv: Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

I0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

**- Aire de la section homogénéisée : (n = 15)**

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = 1601.7 \text{ cm}^2$$

**- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 13 = 12572.1 \text{ cm}^2$$

**- Calcul de V1 et V2 :**

$$V1_{\frac{S}{B_0}} = \frac{12572.1}{1601.7} = 7.84 \text{ cm}$$

$$V2 = h - v1 = 15 - 7.84 = 7.16 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V1^3 + V2^3) + 15 \times A_s \times (V2 - c)^2 = \frac{100}{3}(7.57^3 + 7.43^3) + 15 \times 4.52 \times (7.43 - 2)^2$$

$$I_0 = 30131.43 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{0.05 \times f_t \times 28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}; 0 \right\} = 6.73$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_t \times 28}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_t \times 28}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{\times 0.0052 \times 176.69 + 2.1}; 0 \right\} = 0.363$$

$$I_{fv} = 13868.74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{8.585 \times 3.0506^2}{10 \times 13868.74 \times 10818.86 \times 10^{-8} \times 10^3} = 0.053 \text{ cm} \quad \bar{f} = \frac{312.13}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

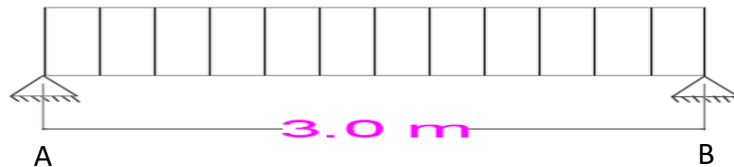
La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

**Récapitulatif :**

**En travées :** Armatures principales  $A_t = 6\text{HA}12 = 6.78\text{cm}^2$  ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ).  
 Armatures de répartition  $A_t = 5\text{HA}12 = 3.92 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).  
**Aux appuis :** Armatures principales  $A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ).  
 Armatures de répartition  $A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).

**III.7. Poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calcul s'effectue en flexion simple + torsion.



**Figure III.24 :** Schéma statique poutre palière

• **Pré dimensionnement :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$L = 300\text{cm} \leftrightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \leftrightarrow 20 \leq h \leq 30$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \leftrightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \leftrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend :  $b = 25 \text{ cm}$

- Vérification de RPA 2024 ;

$$b \geq 25\text{cm} \rightarrow b = 25\text{cm condition verifie}$$

$$h \geq 30\text{ cm} \rightarrow h = 30\text{ cm condition verifie}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1.2 \leq 4\text{ condition verifie}$$

**La poutre a pour dimension (b×h) = (25×30) cm<sup>2</sup>**

**Les charges revenant à la poutre :**

- Poids propre de la poutre palière :  $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU)  $R_B = 57.05 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier (ELS)  $R_B = 41.99 \text{ KN/ml}$ .

- **Combinaison à considérer**

❖ **L'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + R_B.$$

$$q_u = 1,35 \times (1.875) + 57.05 = 59.58 \text{ KN/ml}.$$

❖ **L'ELS:**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 1.875 + 41.99 = 43.86 \text{ KN/ml}.$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$\text{Moment isostatique : } M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{59.58 \times 3^2}{8} = 67.02 \text{ kn.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{59.58 \times 3}{2} = 89.37 \text{ kn}$$

❖ **Correction des moments**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 67.02 = -20.11 \text{ kn.m}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 67.02 = 56.96 \text{ kn.m}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

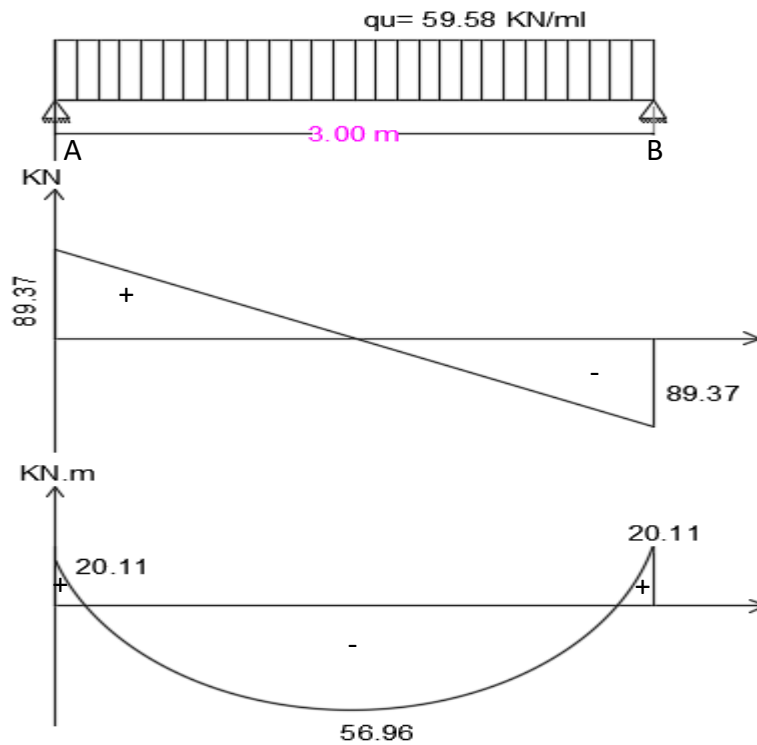


Figure III.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

• Calcul du ferrillage :

❖ Aux appuis :  $M_u = 20.11 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.11 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_l = 0.372$$

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.737$$

$$A_l a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.11 \times 1000}{0.737 \times 28 \times 434.78} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{la} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ En travée :  $M_u = 56.96 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{56.96 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.20 < \mu_l = 0.372$$

$$\mu = 0.137 \Rightarrow \beta = 0.698$$

$$A_l a = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{56.96 \times 1000}{0.698 \times 28 \times 434.78} = 6.70 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{la} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

• **Vérification a l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{500} = 0.676 \text{ cm}^2$$

En travée :  $st = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée..**

En appuis :  $st = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La poutre est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{89.37 \times 1000}{250 \times 280} = 1.27 \text{ mpa}$$

$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } : \tau_{su} = 0.6 \times \psi_{s^2} \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 500}{4 \times 2.835} = 52.91 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_a$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée.

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L<sub>s</sub>** pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 52.91 = \mathbf{21.15 \text{ cm.}}$$

- **Vérification de l'adhérence des d'entrainement des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec } : \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{89.37 \times 1000}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 3.13 \text{ mpa}$$

$\tau_{se} = 3.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

• **Calcul des armatures transversales :**

❖ **Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91 /Art A.7.2-2)**

$$\phi_t < \min \{ \phi; h/35; b/10 \} = \min \{ 12; 8,57; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\phi_t = \mathbf{8 \text{ mm.}}$$

❖ **Espacement des barres :** (Art 7.5-2-2 du RPA 24 version 2024).

- **En zone nodale :**  $S_t \leq \min \{h/4 ; 12\phi\} = 7,5 \text{ cm}$

On prend:  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

- **En zone courante :**  $S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$

On prend :  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Quantité d'armatures transversales minimales:**(Art 7.5-2-2 RPA 24 version 2024)

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0,003 \times 25 \times 25 = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}$

➤ **SECTION MINIMALE D'ARMATEUR DONNE :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0,4 \text{ mpa}$$

$$A_{tmin} \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot s_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{500} = 0,30 \text{ cm}^2 \text{ ADOPTE ; } 2,01 > 0,3 \text{ cm}^2$$

• **Calcul a L'ELS :**

$$\text{Moment isostatique : } M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{43,86 \times 3^2}{8} = 49,34 \text{ kn.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{43,86 \times 3}{2} = 65,79 \text{ kN}$$

❖ **Correction des moments**

- **Aux appuis**

$$M_a = -0,3 M_o = -0,3 \times 49,34 = -14,8 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 49,34 = 41,94 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELS :

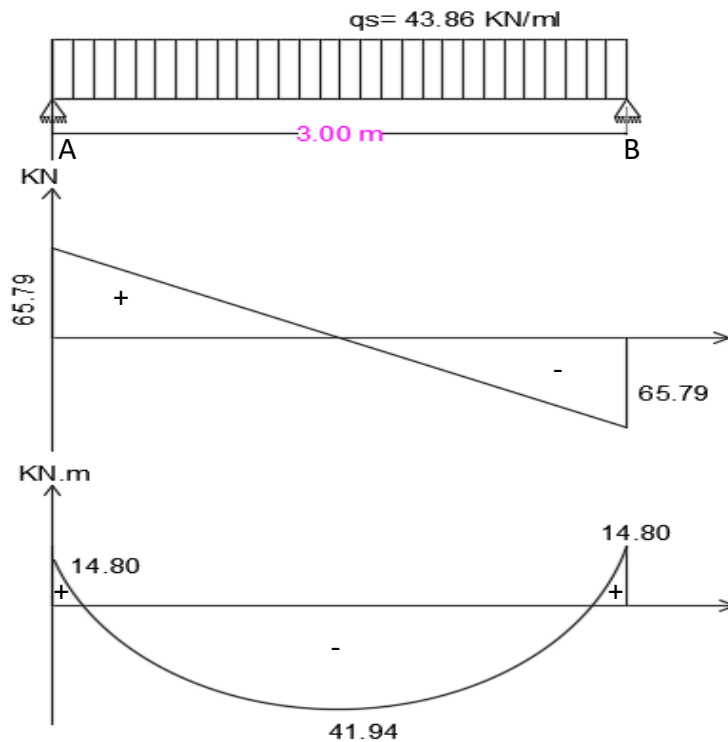


Figure III.26 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

• Vérification des contraintes dans le béton :

❖ En travée: **Ms=41.94 KN.m**

$$\sigma_{st} = \frac{MS}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.79}{25 \times 28} = 0.97$$

$$\rho = 0.97 \rightarrow \beta_1 = 0.862$$

$$\sigma_{st} = \frac{41.94 \times 1000}{0.862 \times 28 \times 6.79} = 255.91$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 255.91 \text{ MPa} < 434.78 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rho = 0.97 \rightarrow k_1 = 21.23$$

$$\sigma_{bc} = \frac{255.91}{21.23} = 12.05$$

$\sigma_{bc} = 12.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

❖ **Aux appuis:  $M_a = 14.8 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho = 0.484 \rightarrow \beta_1 = 0.895$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.8 \times 1000}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 174.21$$

$\bar{\sigma}_{st} = 174.21 \text{ MPa} < 434.78 \text{ MPa}$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rho = 0.484 \rightarrow k_1 = 32.62$$

$$\sigma_{bc} = \frac{174.21}{32.62} = 5.38$$

$\sigma_{bc} = 5.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 < 0.0625 \dots \dots \dots$$
 **Condition non vérifiée**

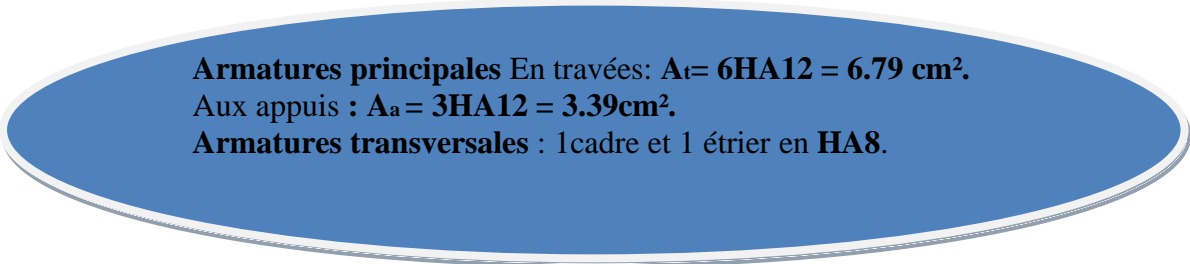
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{10 M_0} \rightarrow 0.103 > \frac{41.94}{25 \times 28} = 0.06 \dots \dots \dots$$
 **Condition non vérifiée**

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{25 \times 28} = 0.0097 > 0.0084 \dots \dots \dots$$
 **Condition non vérifiée**

**Conclusion :**

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

**Récapitulatif :**



**Armatures principales** En travées:  $A_t = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$ .  
 Aux appuis :  $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .  
**Armatures transversales** : 1cadre et 1 étrier en HA8.

# *Chapitre IV*

*Modélisation avec logiciel  
ETABS*

**Introduction**

L'analyse dynamique des structures en particulier sous l'effet des sollicitations sismiques requiert des méthodes de calcul rigoureuses .la méthode des éléments finis (MEF) S'impose comme un outil incontournable dans ce domaine. L'utilisation de logiciels spécialises tels qu'ETABS, ROBOT, ou SAP2000 permet d'automatiser les calculs et d'optimiser la précision des résultats. Ce chapitre présent les différentes étapes de modalisation de notre structure a l'aide du logiciel ETABS, en mettant en œuvre la méthode des éléments finis.

**IV.1. Description du logiciel ETABS**

ETABS (Extended three-Dimensional analysis of building systems) est un logiciel conçu par la société computers and structures, Inc. (CSI), destine à la modélisation et à l'analyse des structures de bâtiments. Il permet la création de modèles tridimensionnels précis en intégrant des éléments structurels tels que les poutres, poteaux et planchers. Le logiciel offre des fonctionnalités avancées d'analyse statique et dynamique, permettant d'évaluer ma performance des structures sous différentes sollicitations, notamment les charges gravitaires et les actions sismiques. Il intègre également des outils de conception conformes aux normes internationales ainsi qu'aux règlements parasismique spécifique, comme ceux en vigueur en Algérie. Grace a son interface conviviale et à la génération automatique de rapports détaillé, ETABS constitue un outil indispensable pour la conception dans le domaine du bâtiment.

**Rappel (terminologie) :**

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Define : définir
- Frame : portique (cadre)
- Frame section : coffrage
- Shell : voile
- Colum : poteau
- Beam : poutre.
- Frame section : coffrage
- Loads : charges
- Uniformedloads : charges uniformes
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concret : béton
- Steel : acier

**Version d'utilisation de L'ETABS :** Pour notre étude, on a utilisé la version ETABS V9.6.0.

## IV.2. Les étapes de la modélisation

### IV.2.1. Etape 01 : La géométrie de base :

#### A. Choix d'unité

Juste après le lancement du logiciel, on doit choisir l'unité de calcul, en sélectionnant [KN.m].



#### B. Géométrie de base :

On clique en haut de la fenêtre sur :

➤ **File** → **new model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid** → (on introduit les Distance entre axe)

- Cette opération permet d'introduire :
- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Les distances des travées dans les deux sens X et Y.



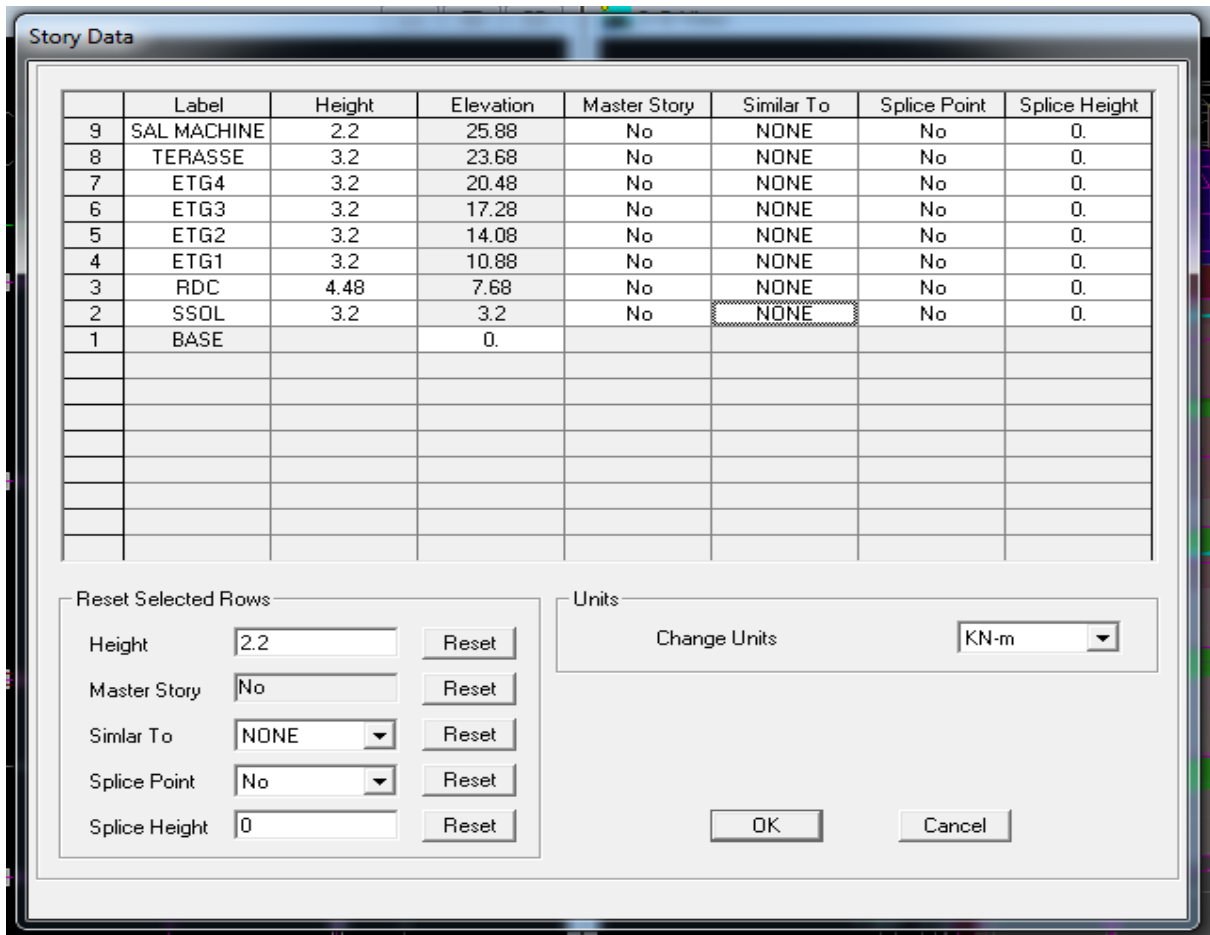
→ OK

Ensuite on clique sur :

**Custom story data** → **Story edit data** → (on introduit les hauteurs des étages)

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre d'étage
- La hauteur d'étage courant
- La hauteur d'étage en bas (RDC)



→ **OK** → **Gridonly** → **OK**

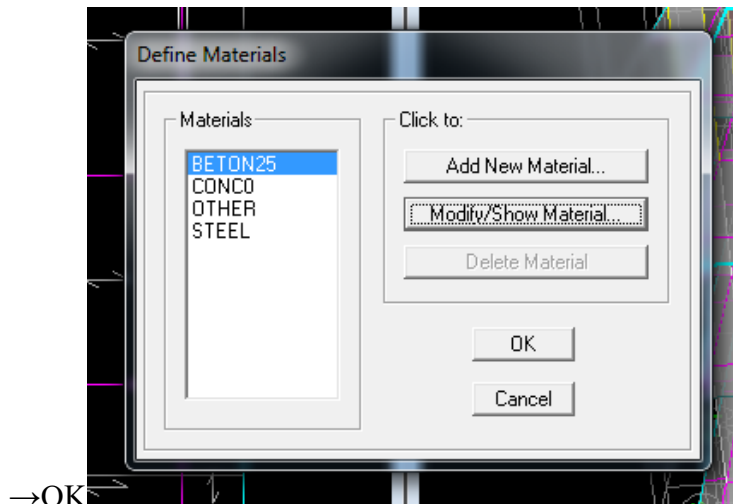
- On aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

**IV.2.2. Etape 02 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux**

Dans la deuxième étape, il convient de définir les propriétés mécaniques des matériaux, tels que l'acier et le béton.

On clique sur :

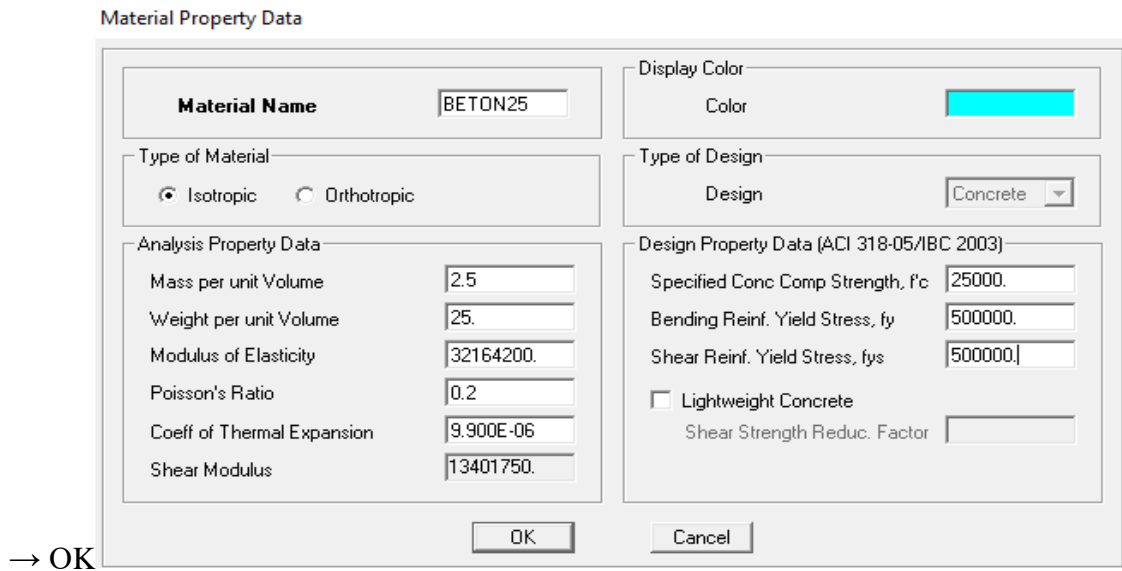
➤ **Define** → **MatérielProperties** → **Conc** → **Modify/Show Material** → (On définir Les propriétés mécaniques du béton et l'acier).



→ **OK**

On introduit les données suivantes :

- Masse volumique du béton : 2.5 KN/m<sup>3</sup>.
- Poids volumique de béton : 25 KN/m<sup>3</sup>.
- Module d'élasticité de béton : 32164200 KN/m<sup>2</sup>.
- Contrainte max de béton à la compression : 25000 KN/m<sup>2</sup>.
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 500000 KN/m<sup>2</sup>.
- Contrainte max des aciers transversaux : 500000KN/m<sup>2</sup>.

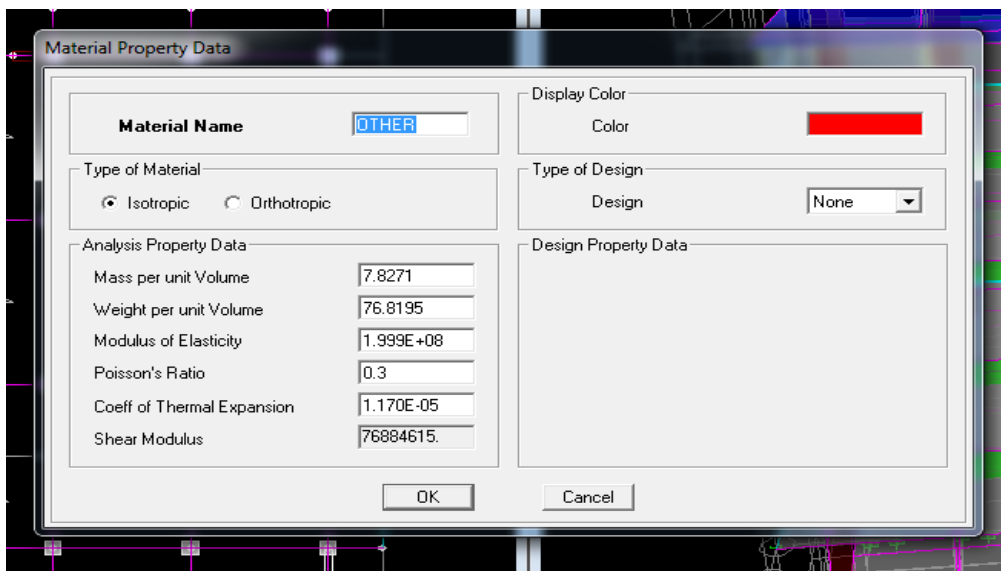


Ensuite on clique sur :

- **Other** → **Modify/Show Material** → (On définir les propriétés mécaniques de béton de corps creux).

On introduit les données suivantes :

- Masse volumique du béton : 0 KN/m<sup>3</sup>.
- Poids volumique de béton : 0 KN/m<sup>3</sup>.



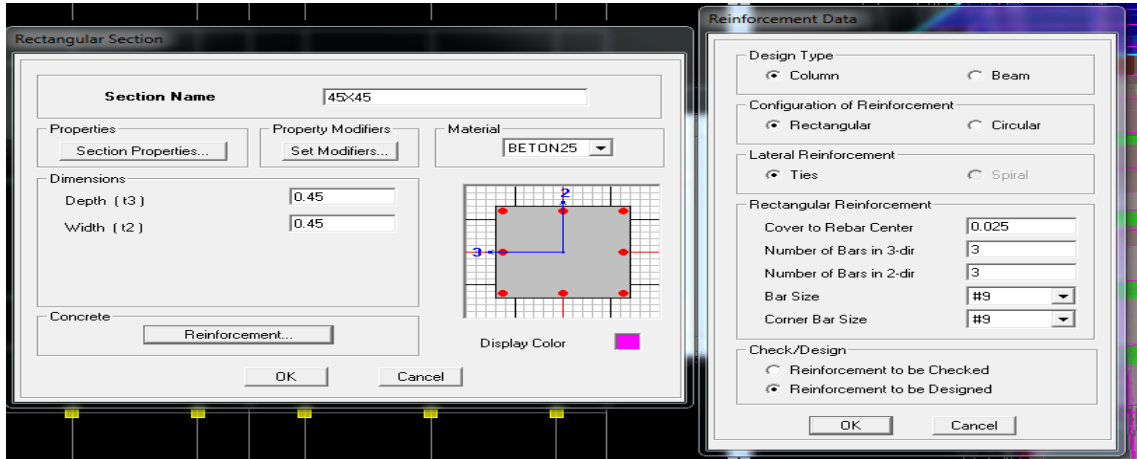
→OK → **OK**(Pour valider l'opération).

IV.2.3. Etape 03 : Définition des sections structurales :

La troisième étape consiste à attribuer les dimensions et formes des éléments. On commence par les poteaux :

On clique sur :

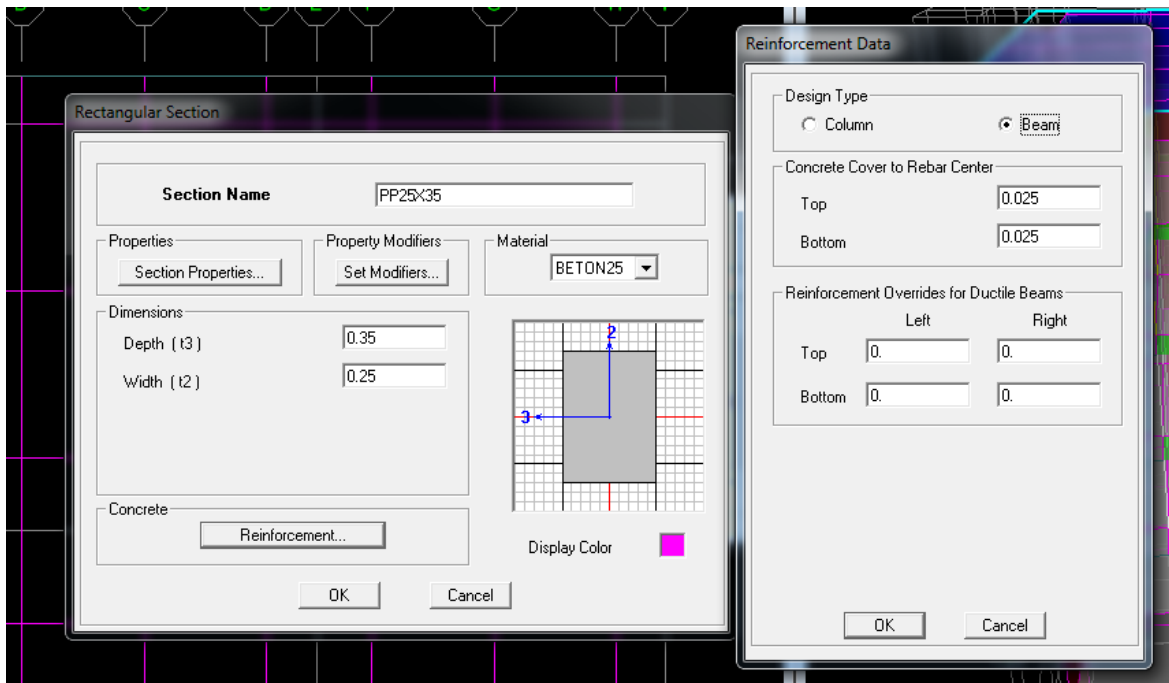
- **Define** → **Frame Sections** → **ADD Rectangulaire** → (On introduit les dimensions et l'enrobage des poteaux).



→ **OK** → (On refait l'opération jusqu'on termine de toutes les sections de poteaux nécessaire).

Ensuite on clique sur :

- **ADD Rectangular** → (On introduit les dimensions et l'enrobage de poutre principale [PP25x35], poutre secondaire [PS25x35] et la poutre de chaînage [CH25x35] ).

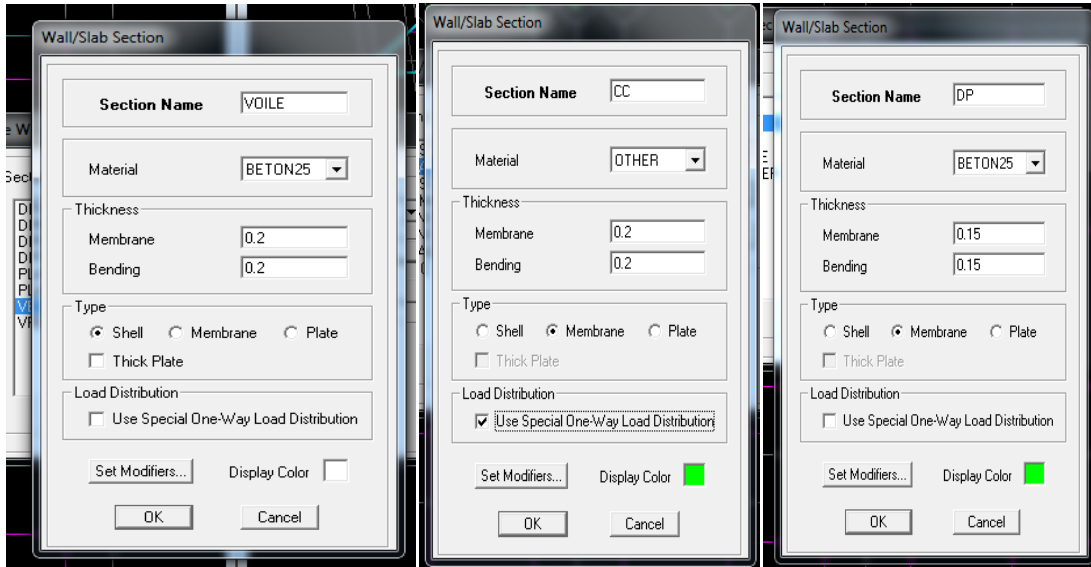


**IV.2.4. Etape 04 : Définition des éléments surfaciques**

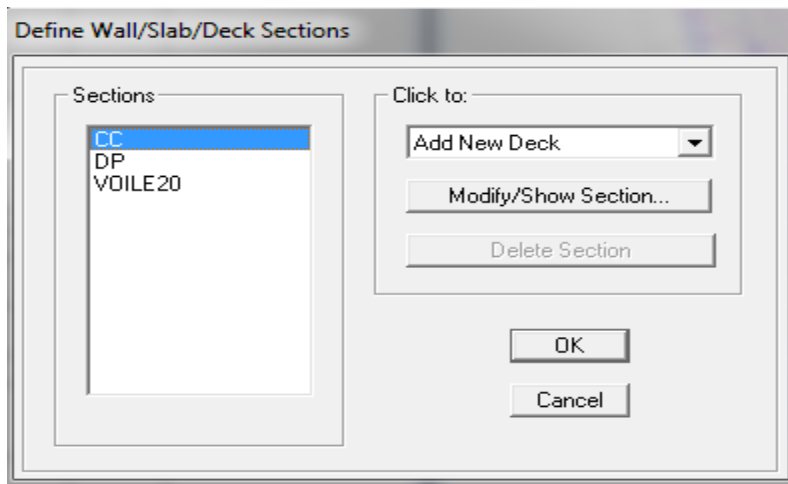
Une fois la définition des éléments barres terminée, on passe à la modélisation des éléments surfaciques : plancher en corps creux [CC], dalle pleine [DP] et voile 20.

On clique sur :

- **Define** → **Area Sections** → **Add New Section** (on spécifier le nom, l'épaisseur et le Matériel) → **OK**.



On opte les trois sections surfaciques :





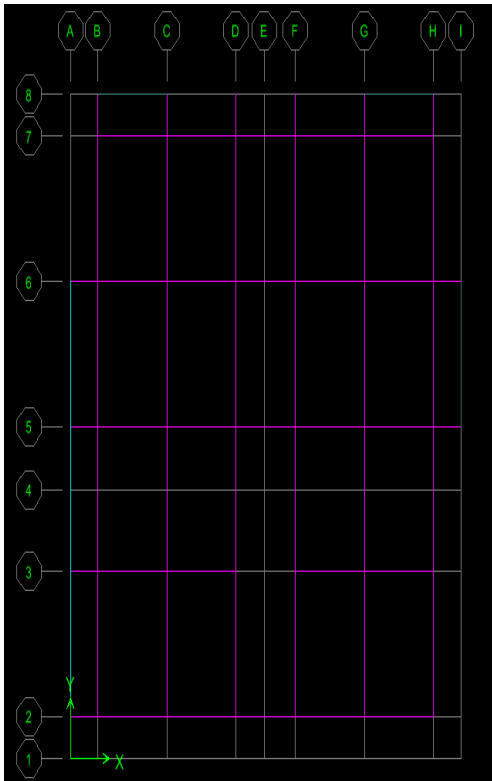
→ **OK**. (Pour finir l'opération).

**IV.2.5. Etape 05 : Application du paramètre géométrique des éléments**

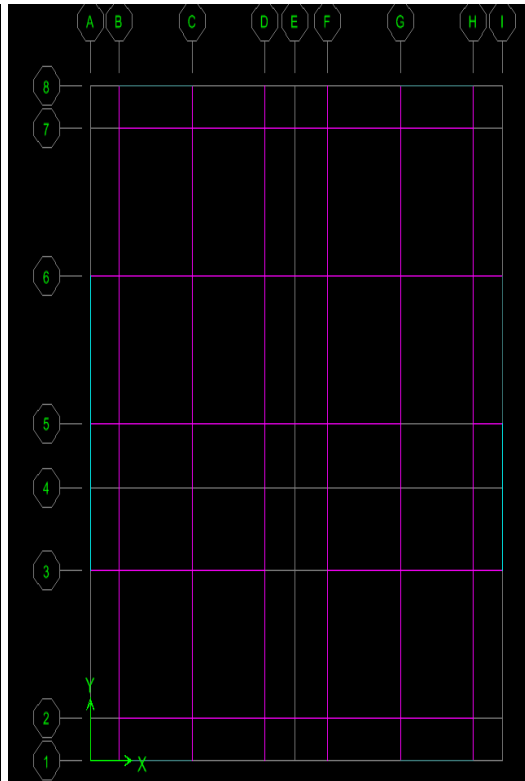
- **Dessin des poutres :**

On clique sur :

- L'icône  ou  → **Property** (on choisit l'élément [PP25x35] ou [Ps25x35] ou [CH25x35] et on dessine avec one story les poutres en RDC et avec similaire story Les poutres en Etages Courant + Terrasse selon l'architecture dans chaque story).



Dessin des poutres en RDC

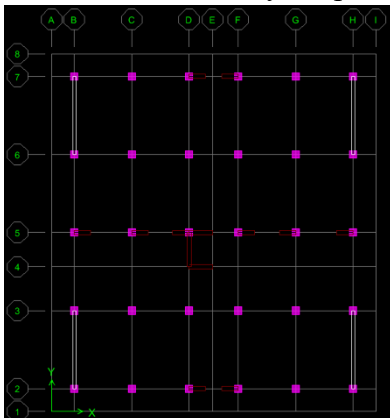


Dessin des poutres en étages courants

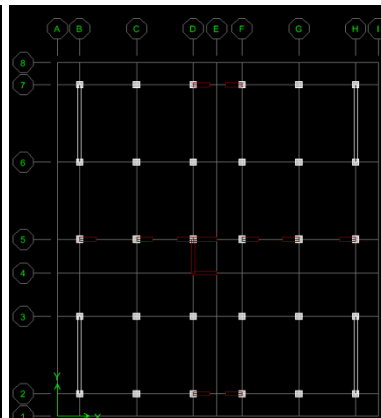
➤ **Dessin des poteaux :**

On clique sur :

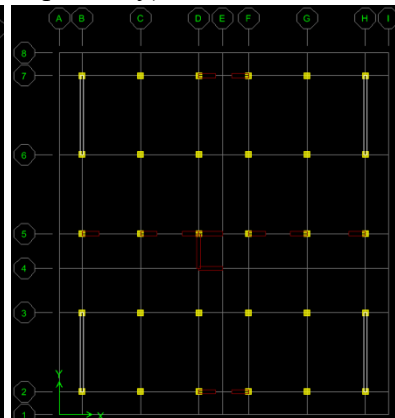
L'icône  **Property** (on choisit l'élément [Pot45x45], [Pot40x40], [Pot35x35] et on dessine avec onestory les poteaux selon l'architecture dans chaque story)



Dessin des poteaux en  
(ssol/RDC/etg 1)





Dessin des poteaux en  
(etg 2/3)

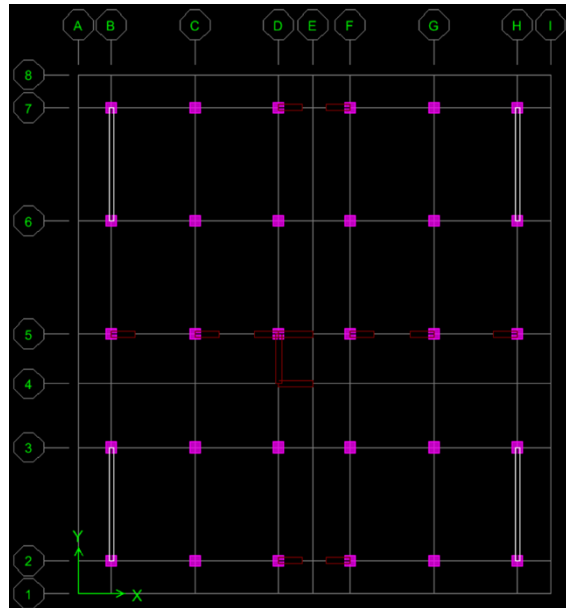


Dessin des poteaux en  
(etg 4/5)

➤ **Dessin des voiles :**

On clique sur :

➤ L'icône  ou  → **Property** (on choisit **VOILE 20** et on dessine avec all story la disposition des voiles nécessaire).

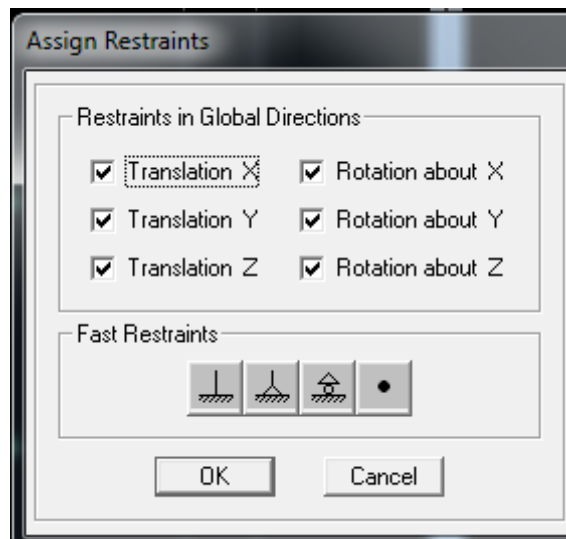


➤ **Dessin des appuis :**

Les poteaux et les voiles doivent être parfaitement encastrés dans les fondations. Pour représenter cet encastrement, on sélectionne les nœuds de la base.

On clique sur :

- **Assign** → **Joint/point** → **Restraints** → on clique sur l'icône  → OK.




Cette icône permet de bloquer toutes les translations et les rotations à la base

**IV.2.6. Etape 06 : Définition des charges statiques**

**A. Poids propre de la structure :**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q). En insérant la valeur 1 dans la case "SelfWeight Multiplier", le logiciel inclut le poids propre des éléments en l'ajoutant automatiquement aux charges permanentes G

On clique sur :

- **Define** → **Staticload cases**  (On définit les charges permanentes G et les Surcharge Q)
- **OK**.




**B. Charges statiques pour les éléments linéaires :**

Pour commencer, il est nécessaire de sélectionner les éléments linéaires concernés (poutres, poutrelles...), puis de choisir le cas de charge et enfin d'entrer l'intensité des charges (G et/ouQ). Plusieurs cas de charges sont disponibles :

- **Charges réparties :**

On clique sur :

- **Assign** → **Frame/Line loads** → **Distributed loads**  → (Il est nécessaire de préciser le type de charge (permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa Direction et de choisir entre une charge uniforme (« Uniform Load ») et une charge Trapézoïdale (« Trapézoïdal Loads »).

**Charges concentrées :**

On clique sur :

- **Assign** → **Frame/Line loads** → **Point loads** → (il faut spécifier le type de charge (qu'elle soit permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction).

**C. Charges statiques pour les éléments surfaciques :**

Pour commencer, il est nécessaire de sélectionner les éléments surfacique (plancher, dalle pleine...), puis de choisir le cas de charge et enfin d'entrer l'intensité des charges (G et/ou Q).

On clique sur :

- **Assign** → **Shell/ Area loads** → **Uniform surface loads** → (Il est nécessaire de spécifier le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), ainsi que son intensité et sa direction).

- **Plancher étage courant :**

G = 5.28 KN/m<sup>2</sup>

Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup>

- **Plancher terrasse inaccessible :**

G = 5.46 KN/m<sup>2</sup>

Q = 1 KN/m<sup>2</sup>

- **Dalle pleine :**

G = 5.29 KN/m<sup>2</sup>

Q = 3.5 KN/m<sup>2</sup>

- **Balcon en corps creux :**

G = 5.29 KN/m<sup>2</sup>

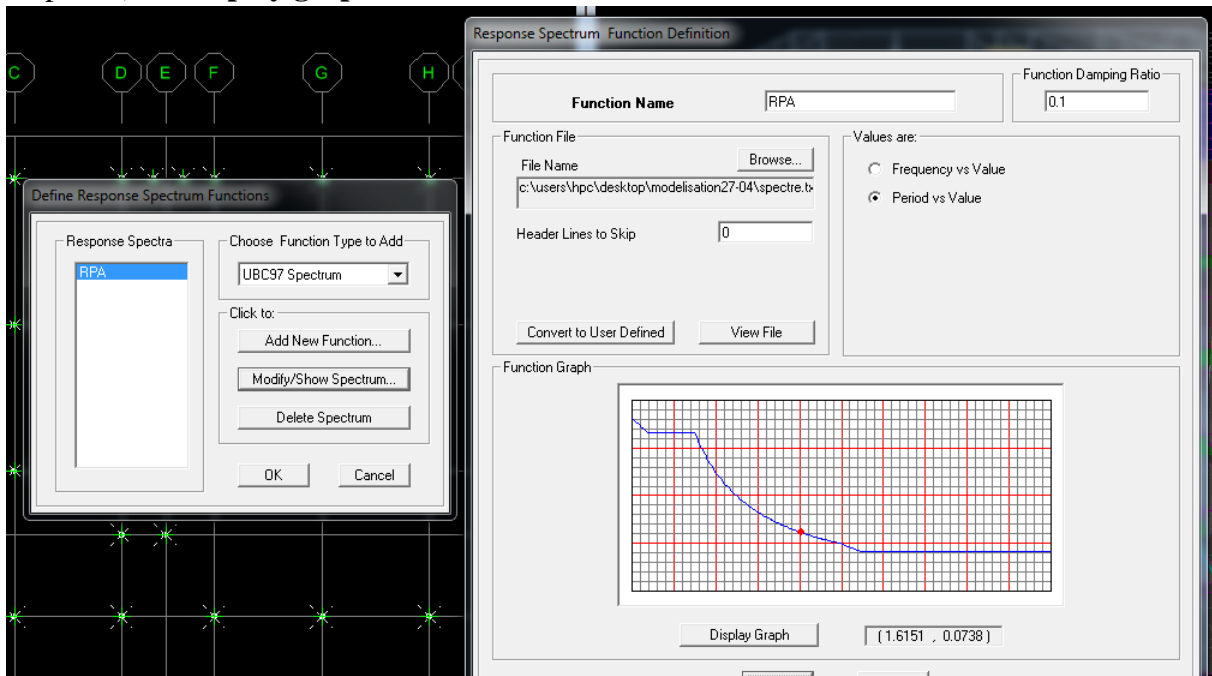
Q = 3.5 KN/m<sup>2</sup>

**IV.2.7. Etape 07 : Définition des charges dynamique**

**A. Définir le spectre selon le RPA :**

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

**Define** → **Response spectrum function** → **Add new function** → **Browse** (Pour insérer le spectre) → **Display graph** → **OK** → **OK**

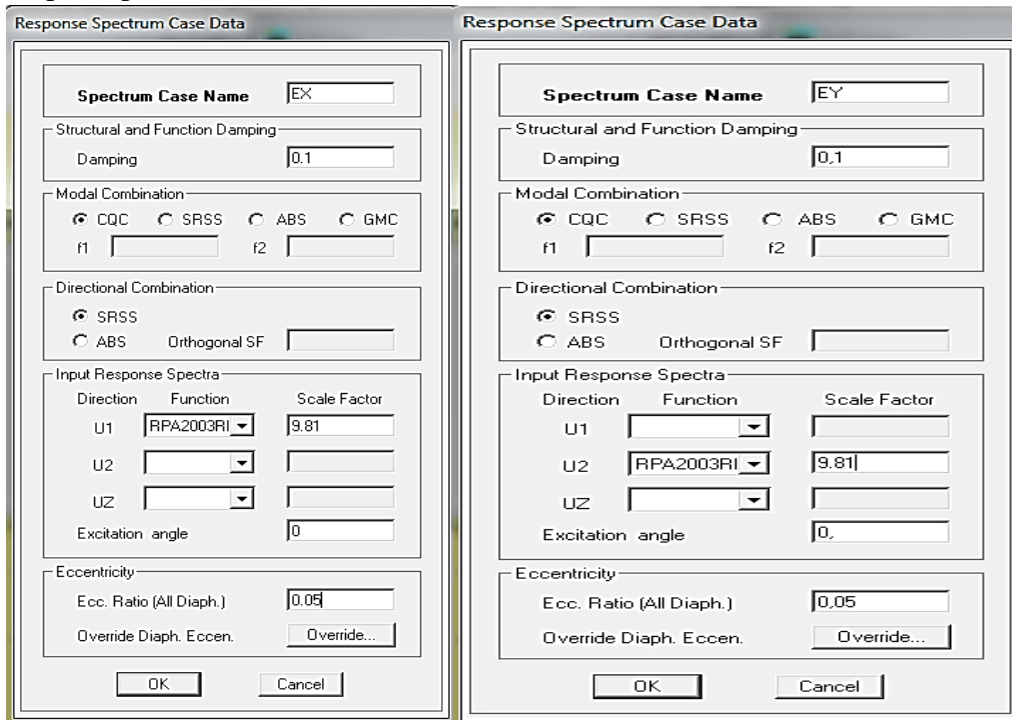


La charge sismique [E] :

Une fois que le spectre est défini, on doit définir la charge sismique **E** suivant les deux directions horizontales X et Y.

On clique sur :

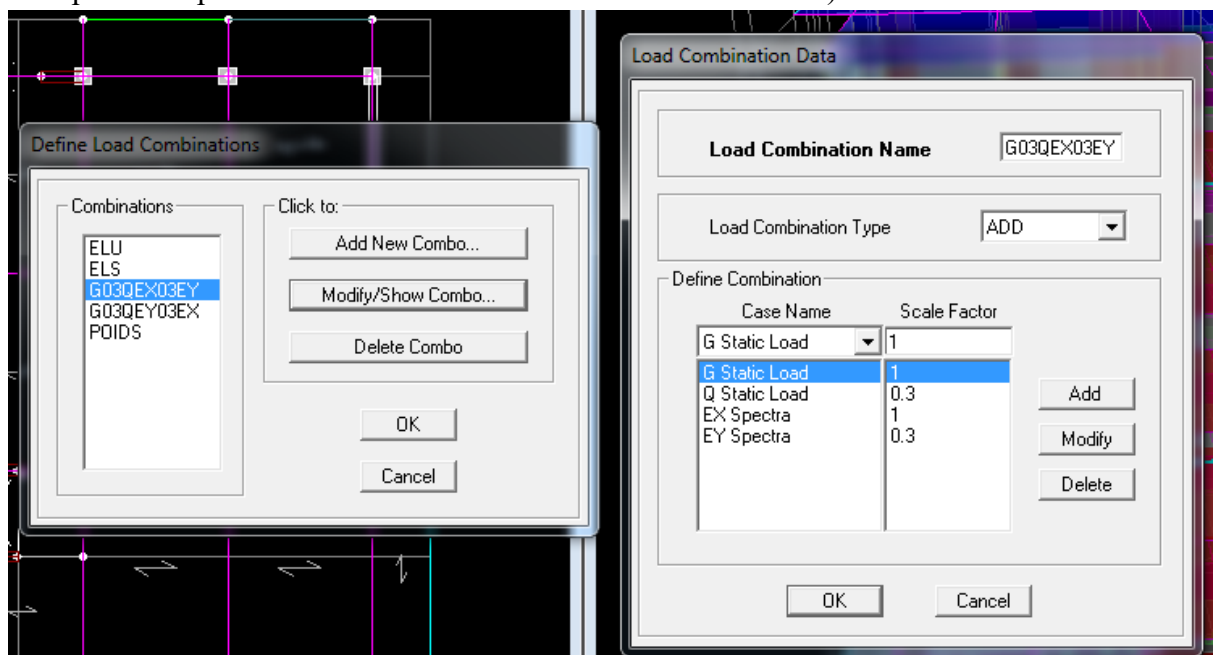
- **Define** → **ResponseSpectrum cases** → **Add new Spectrum** → (Dans la partie **Input Responsespectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales [U1, U2]) → **OK**.



**Iv.2.8. Etape 08 : Les combinaisons d'actions :**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges. On introduire les combinaisons de charges suivantes :


- **Define** → **laod combinations** → **Add new combinations** → (On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions) → **OK**.

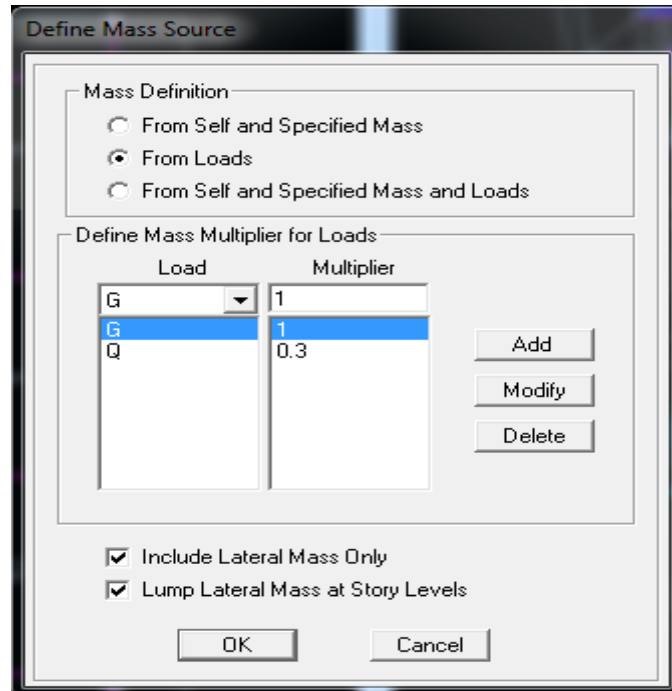


**IV.2.9. Etape 09 : Masse source (la masse sismique)**

Pour l'analyse modale, on commence par définir la source de la masse. Ensuite, on ajoute les charges nécessaires avec leurs facteurs de pondération. On regroupe les charges statiques sur la structure, qu'elles soient permanentes ou d'exploitation, en utilisant la formule  $[W=G+\beta.Q]$  avec  $(\beta = 0.3)$  selon la norme RPA24/version 2024.

On clique sur :

**Define** → **Masse source**  → **from load** → **Define masse multiplier for loads** → **G** → **Add** → **0.3 Q** → **Add** → **OK**.

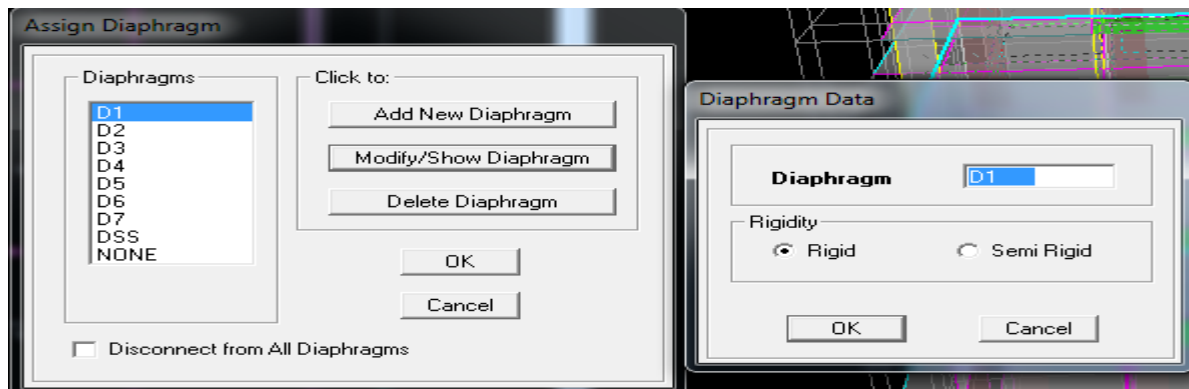


**IV.2.10. Etape 10 : Diaphragm**

Étant donné que les planchers sont considérés comme infiniment rigides, il est nécessaire de connecter tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres, de manière à former un diaphragme. Cela permet de diminuer le nombre d'équations que le logiciel doit résoudre. Afin de sélectionner tout le plancher, on clique sur :

➤ **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragm** → **Add new diaphragm** → **D1** (pour le 1er Plancher) → **OK**.

On effectue les mêmes procédures pour les autres niveaux jusqu'au dernier étage on opte :



### IV.3. Étapes de l'analyse et présentation des résultats :

#### IV.3.1. Étapes de l'analyse :

Avant de commencer l'analyse, il est nécessaire de préciser le nombre de modes.

On clique sur :

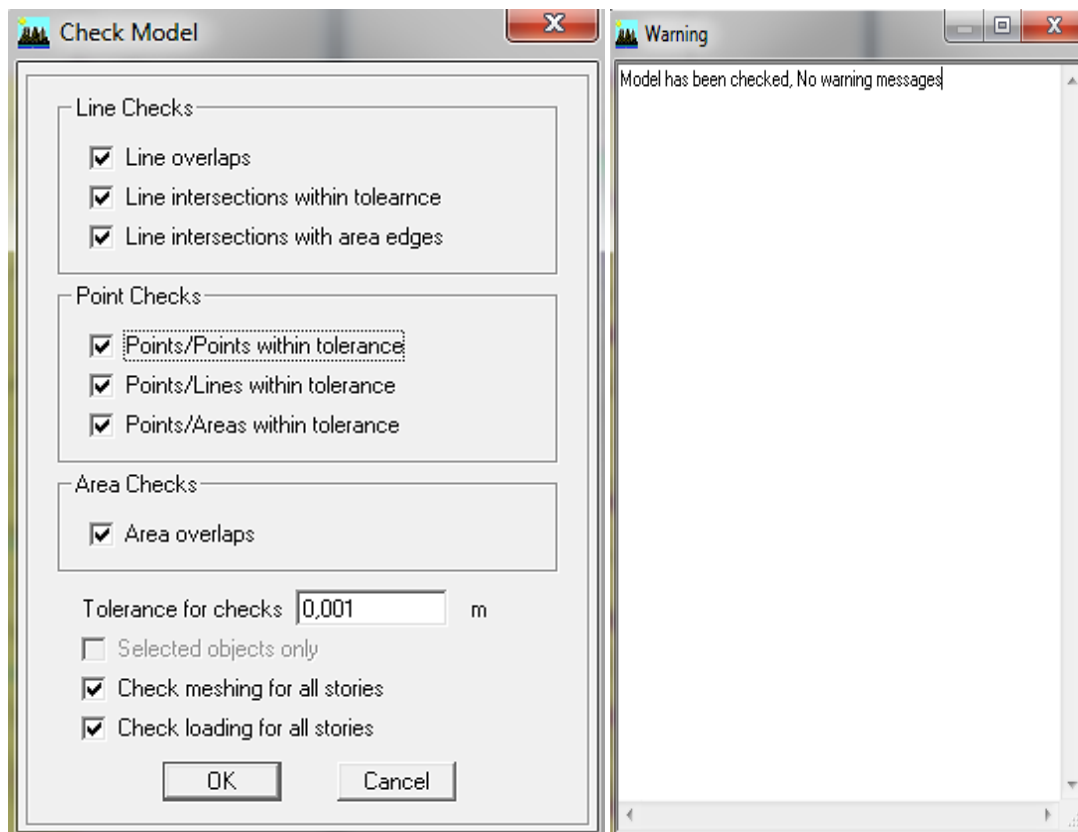
- **Analyse** → **Set analyse options** → **Set dynamique parameters** → **Number of modes (12)** → **Eigenvectors** → **OK**.

Pour contrôler le model, il est nécessaire pour de suivre ces étapes suivantes :

On clique sur :

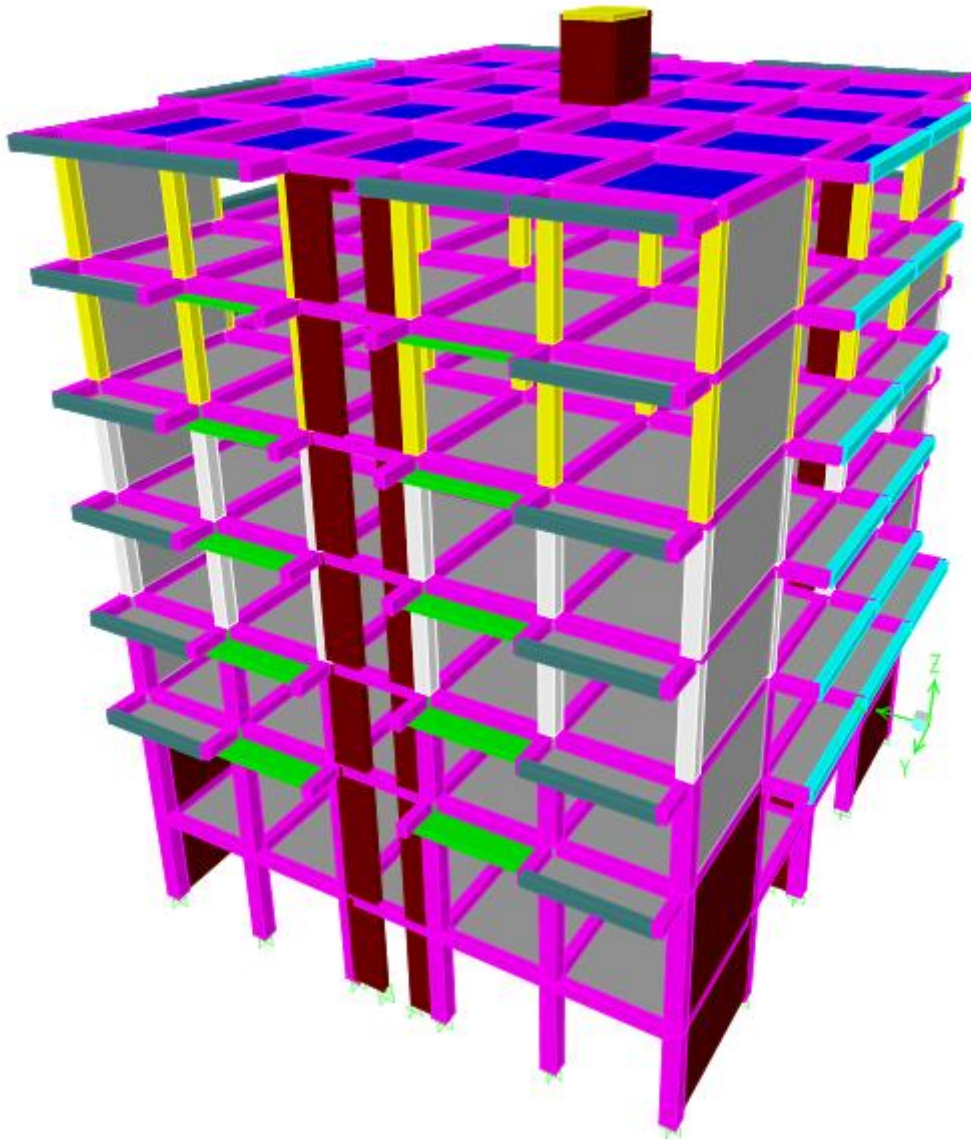
- **Check model** → (Cocher toutes les cases dans les champs) → **OK**.

Cette opération permet de illustrer les erreurs afin de les corriger.



Le lancement d'analyse se fait en cliquant sur :

- **Analyse** → **Run analyze** (ou bien en utilisant le clavier en cliquant sur F5).



**Figure IV.1** : Modèle étudié avec logiciel ETABS.

# *Chapitre V*

*Vérification des exigences  
du RPA version 2024*

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

### Introduction

Un séisme est causé par une libération d'énergie dans la croûte terrestre, engendrant des vibrations potentiellement destructrices. Afin de garantir la sécurité des structures, un calcul sismique précis est indispensable avant toute opération de ferrailage. En Algérie, ce calcul doit être conforme aux exigences du règlement parasismique RPA24 (version 2024), lequel établit des critères rigoureux à respecter tels que :

- Nombre de mode à considérer
- La Période fondamentale de la structure
- Sollicitations normales
- Justification du système de contreventement
- Effet de la torsion accidentelle
- Résultante des forces sismiques de calcul
- Justification vis-à-vis des déformations
- Justification vis-à-vis de l'effort

### Spectre de réponse de calcul (Article 3.15 du RPA 2024)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) \left\{ \begin{array}{ll} A.I.S \left( 2.5 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \left( \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T \leq 4 \text{ s} \end{array} \right.$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$  : spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g.
- **A** : On a la zone V donc le niveau de sismicité Élevée **A= 0.25** (Table 3.9)
- **I** : coefficient d'importance (Table 3.10)
- **S** : (Table 3.3)
- **Q<sub>F</sub>** : facteur de qualité
- **R** : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.17) & (Annexe I)).
- **T et T<sub>2</sub>** : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (Table 3.3)

### V.1. Nombre de modes à considérer :

Selon l'article 4.3.3 du RPA2024, pour les structures modélisées avec des diaphragmes rigides dans deux directions orthogonales, il est obligatoire de considérer un nombre suffisant de modes de vibration dans chaque direction d'excitation, de façon à ce que la somme des

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

masses modales effectives des modes sectionnes atteigne au minimum 90% de la masse totale de la structure

### V.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon l'article 4.2.4 du RPA 2024, la période fondamentale d'une structure peut être déterminé de plusieurs façons. Elle peut être estimée soit à l'aide de méthodes analytique ou numériques. Lorsque l'on recourt à une estimation empirique la formule appropriée doit être choisie en fonction du cas étudié.

**Calcul de la période :**

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- **CT = 0.050** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (table 4.3).
- **h<sub>N</sub> = 25.88m** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- **T<sub>empirique</sub> = 0.05 . 25.88<sup>3/4</sup> = 0.573s**
- **1.3 T<sub>empirique</sub> = 0.746s**

Après l'analyse de la structure avec logiciel ETABS on clique sur :

- **Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK.**

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.694469	77.2575	0.0265	77.2575	0.0265	0.0011
2	0.452937	0.0273	68.0679	77.2849	68.0944	1.1109
3	0.429625	0.0001	1.0646	77.2849	69.159	69.316
4	0.193485	11.3515	0.0062	88.6365	69.1652	0.0019
5	0.094241	0.0261	7.9275	88.6626	77.0927	10.4942
6	0.09323	0.0002	11.1778	88.6628	88.2705	7.7481
7	0.087961	4.0058	0.0147	92.6686	88.2852	0.052
8	0.049409	2.764	0.0002	95.4326	88.2854	0.0021
9	0.040079	0.0037	0.5784	95.4363	88.8638	4.6815
10	0.039555	0.0026	5.0701	95.4389	93.9338	0.5329
11	0.031814	2.5814	0	98.0203	93.9339	0.0001
12	0.024893	0.0051	1.26	98.0254	95.1939	1.6672

**Tableau V.1 : Résultats de la période donnée par ETABS**

La valeur la plus défavorable de la période est : T<sub>calculer</sub> = **0.694s**

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

$T_{calculer} = 0.694s < 1.3 E_{empirique} = 0.746s \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Donc :  $T_0 = T_{calculer} \rightarrow T_0 = 0.694 s$

On a  $T_2 = 0.6 s \leq T = 0.694 s \leq T_3 = 2.0 s$

$$\text{Donc: } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S \left( 2.5 \frac{Qf}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1 \times 1.3 \times \left( 2.5 \times \frac{1.05}{4.5} \right) \times \left( \frac{0.6}{0.694} \right)$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.164$$

### **V.3. Sollicitations normales :**

Selon (**l'article 7.5**) RPA2024 l'effort normal de compression de calcul, également désigné comme effort normal réduit, est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0.35$$

Avec :

- $N_d$  : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- $B_c$  : L'aire de la section (section brute).
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton.

D'abord en doit sélectionner les poteaux à la base non liée aux les voiles, puis on clique sur :

- **Display** → **Show table** → **Select cases/ Combos** (on sélectionne les combinaisons d'action sismique «G +0.3Q ± EX ±0.3 EY » et «G +0.3Q ± 0.3 EX ± EY») → **Frame output** → **Frame forces** → **Column forces** → **OK**.

Après plusieurs essais d'augmentation des sections des poteaux les résultats sont résumés comme suit :

- **Pour les poteaux de (45× 45)** ⇒  $N_d = 912.34 \text{ KN}$

$$v = \frac{912.34 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.182 \Rightarrow v = 0.182 < 0.350 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (40 × 40)** ⇒  $N_d = 512.86 \text{ KN}$

$$v = \frac{512.86 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.13 \Rightarrow v = 0.13 < 0.35 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (35× 35)** ⇒  $N_d = 244.35 \text{ KN}$

$$v = \frac{244.35 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.08 \Rightarrow v = 0.08 < 0.35 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

### V.4. Justification du système de contreventement :

L'objectif de cette étape est de répartir les charges horizontales et verticales entre les voiles et les poteaux, Afin de justifier la valeur de coefficient de comportement R. Les efforts horizontaux sont évalués à l'aide du logiciel ETABS, en sélectionnant les combinaisons de charges adéquates. Ensuite, la valeur du coefficient R est déterminée conformément aux catégories définies dans le tableau 3.17 du RPA24.

#### V.4.1. Charges horizontales :

➤ **View** → **Set 3D view** → **xz**( Plan : 270° ,Elevation : 0° , Aperture : 0°) → **OK**

• **Selon le sens X-X :**

**Display** → **Deformedshape** → **Ex Spectra** → **Draw** → **Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → **OK**

Puis en refait la ligne dans chaque étage on change la hauteur ( y ) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages.

Section Cutting Line Projected Coordinates						
	X		Y		Z	
Start Point	1.38		0.			
End Point	18.3292		0			

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	9.8546	0.023	0.	0.1554

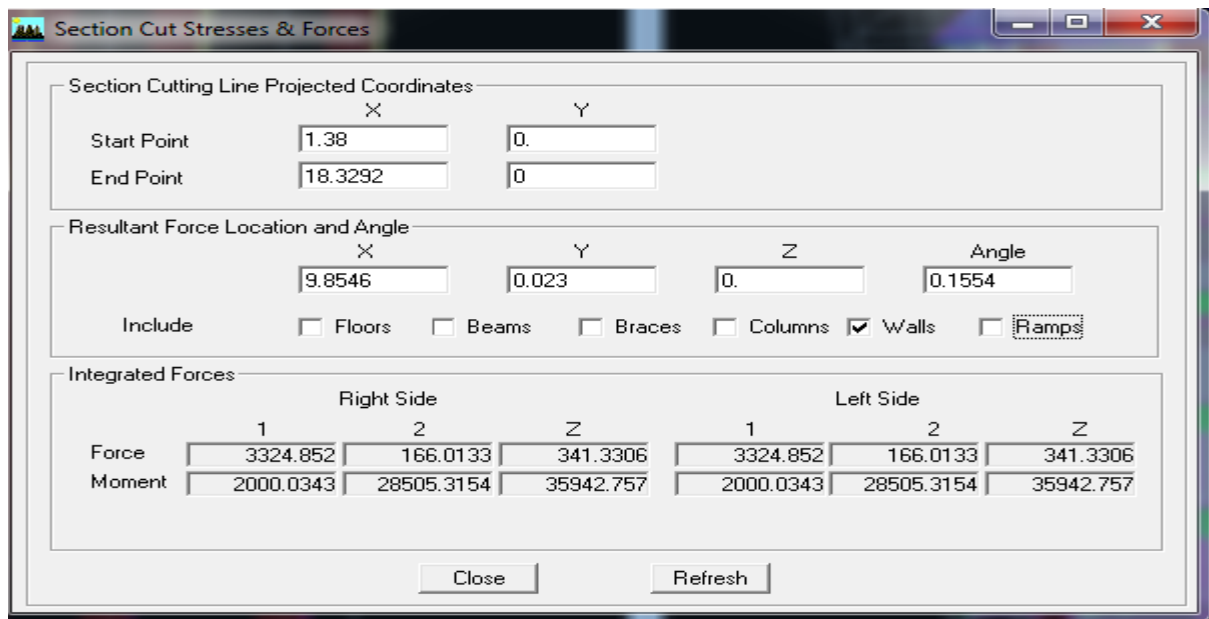
Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3324.852	166.0133	341.3306	3324.852	166.0133	341.3306
Moment	2000.0343	28505.3154	35942.757	2000.0343	28505.3154	35942.757

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenez par les voiles uniquement.

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024



Story x-x	FY totale	Pourcentage %	FY voile	Pourcentage %
S.sol	3533.44	100	3082.3101	87.23
RDC	3448.91	100	3062.2014	88.78
ETG 1	3158.78	100	2428.88	76.89
ETG 2	2753.99	100	2258.85	82.02
ETG 3	2233.47	100	1712.2616	76.66
ETG 4	1601.066	100	1308.3702	81.71
ETG 5	843.90	100	545.7994	64.67
S .Machine	55.67	100	55.67	100

**Tableau V.2 :** Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

### Remarque :

Les voiles au rez-de-chaussée reprennent **88.78%** des efforts horizontaux, ce qui classe notre structure comme un système de contreventement constitué principalement de voiles

- **Selon le sens Y-Y :**

- **Display** → **Deformedshape** → **Ey Spectra** → **Draw** → **Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → **OK**

Puis en refait la ligne dans chaque étage on change la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages (les résultats s'affiche dans la case 2).

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.4523	0
End Point	22.0532	2.3285

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.3005	0	0.	0.6832

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	67.0317	3745.9097	6.763E-11	67.0317	3745.9097	6.678E-11
Moment	64675.733	1112.9466	6527.4574	64675.733	1112.9466	6527.4574

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenés par les voiles uniquement.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.4523	0
End Point	22.0532	2.3285

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.3005	0	0.	0.6832

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	59.513	3587.8136	399.93	59.513	3587.8136	399.93
Moment	31296.2172	481.3807	6203.682	31296.2172	481.3807	6203.682

Close Refresh

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

Story Y-Y	FY totale	Pourcentage %	FY voile	Pourcentage %
S.sol	3741	100	3583.6288	95.79
RDC	3657.445	100	3551.1185	97.09
ETG 1	3385.84	100	3084.857	91.11
ETG 2	3016.54	100	2781.225	92.2
ETG 3	2523.91	100	2233.791	88.5
ETG 4	1887.50	100	1692.56	89.67
ETG 5	1039.16	100	786.24	75.66
S .Machine	18.18	100	18.18	100

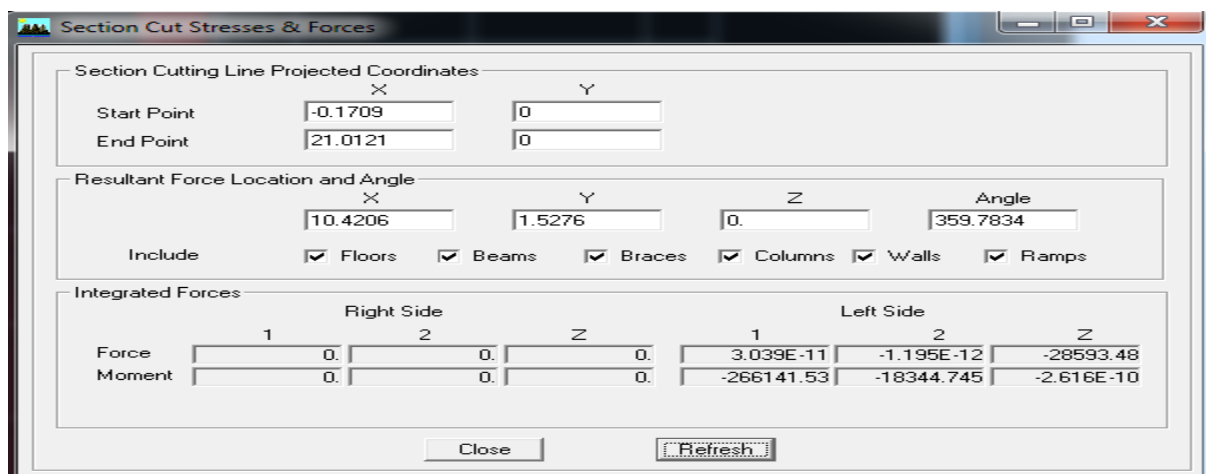
**Tableau V.3:** Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

### Remarque :

Les voiles au rez-de-chaussée reprennent **97.09%** des efforts horizontaux, ce qui classe notre structure comme un système de contreventement constitué principalement de voiles

### V.4.2. Charges verticales :

- Selon le sens Z-Z :
  - **Display** → **Deformedshape** → **ELS** → **Draw** → **Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) → **OK**



Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenés par les voiles uniquement.

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.1709	0
End Point	21.0121	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.4206	1.5276	0.	359.7834

Include

Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	2.744	-9.4831	-12496.033
Moment	0.	0.	0.	-114748.93	-9278.783	-0.2603

Close Refresh

Story Z-Z	Fz totale	Pourcentage %	Fz voile	Pourcentage%
RDC	28539.48	100	12496.033	43.70

**Tableau V.4** : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.

### V.4.3. Résultante des forces sismique de calcul :

Selon **article 4.3.5 du RPA 2024** la résultante des forces sismiques  $V_t$  obtenue par la méthode modale ne doit pas être inférieure à 80 % de celle déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 80\% V$ , tous les paramètres calculés par la méthode modale doivent être ajustés en les augmentant selon le rapport  $0.8 V/V_t$ .

- **La formule de la force sismique totale :**

Selon **article 4.1** la force sismique totale  $V$ , qui est appliquée à la base de la structure, doit être déterminée successivement dans deux directions horizontales perpendiculaires en utilisant la formule suivante :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T) \times W$$

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

Avec :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) \left\{ \begin{array}{ll} A.I.S \left( 2.5 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \left( \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T \leq 4 \text{ s} \end{array} \right\}$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$  : spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g.
- **A** : coefficient d'accélération de zone (**Table 3.9**). On a la zone **V** donc le niveau de sismicité Élevée **A= 0.25**
- **I** : coefficient d'importance (Table 3.10)
- **S** : (Table 3.3)
- **R** : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.17) & (Annexe I)). **R=4.5**
- **T** et **T<sub>2</sub>**
- **Q** : facteur de qualité  $Q = 1 + \sum P_q$

Critère q	Observé (oui/non)	Pq
1. régularité en plan.	Oui	0
2. régularité en élévation.	non	0.05
3. redondance en plan.	Non	0.05
		$\Sigma P_q = 0.10$

**Tableau V.5** : Valeurs de pondération

Donc :  $Q = 1 + 0.10 \Rightarrow Q = 1.10$

D'après (Table 4.4) La valeur de la période ( $T_0$ )

$$D \left\{ \begin{array}{l} T_{calculer} < 1.3 T_{empirique} \text{ e } T_0 = T_{calculer} \\ T_{calculer} \geq 1.3 T_{empirique} \text{ e } T_0 = 1.3 T_{empirique} \end{array} \right\}$$

$T_{calculer} = 0.694 < 1.3 T_{empirique} = 0.9022s \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Donc :  $T_0 = T_{calculer} \rightarrow T_0 = 0.694 \text{ s}$

On a  $T_2 = 0.6 \text{ s} \leq T = 0.694 \text{ s} \leq T_3 = 2.0 \text{ s}$

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

$$\text{Donc: } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1 \times 1.3 \times \left( 2.5 \times \frac{1.1}{4.5} \right) \times \left( \frac{0.6}{0.694} \right)$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.190$$

**W : Le poids total de la structure**

On le détermine par le logiciel ETABS, est obtenu en utilisant la combinaison suivante :

$$v = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T) \cdot W$$

Suivant l'article (4.2) de le RPA 2024

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{0.85} : \text{ si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ \mathbf{1} , \text{ autrement} \\ \text{Dans notre cas } (T_0 = 0.694 < 2 \cdot T_2 = 2 \cdot 0.60 = 1.20) \text{ ET on a plus de 2 niveaux} \\ \text{Donc : } \lambda = \mathbf{0.85} \end{array} \right.$$

On clique sur :

- **Display → Show Table → Select Cases/ Combos (ELS) → OK → Building output → story sheares → OK**

**W = 26967.14 KN**

La force sismique totale Vestigiale :

$$V = 0.85 \times 0.190 \times 26967.14$$

**V = 4355.19KN**

$$\text{On a : } 0.8V = 0.8 \times 4355.19 \Rightarrow \mathbf{0.8V = 3484.15KN}$$

Pour obtenir les efforts tranchet à partir de logiciel, on clique sur :

- **Display → Show Table → Modal information → Building modal information → Response Spectrum Base Ractions → OK.**

On opte :

- $V_{XETABS} = 3531.32 \text{ KN}$
- $V_{YETABS} = 3745.45 \text{ KN}$

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

- **Vérification de la condition :**

Selon X-X :

$$V_{XETABS} = 3531.32\text{KN} > 0.8V = 2825.056\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon Y-Y :

$$V_{YETABS} = 3745.45\text{KN} > 0.8V = 2996.36\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **V.4.4. Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon **L'article 5.10 RPA 2024** les déplacements latéraux relatifs entre un étage et les étages adjacents ne doivent pas dépasser 1.5% de la hauteur de l'étage.

D'après (Eqn 4.15) de RPA 2024 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau(k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = \frac{R}{Q} \times \delta_{ek}$$

Avec :

- $\delta_{ek}$  = Déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- **R**: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Eqn 4.16})$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Selon le sens X-X :**

Story	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	1.5% Hn	Conclusion
S.Machine	0.0298	4.5	0.1341	0.009	0.033	Condition vérifié
ETG 5	0.0278	4.5	0.1251	0.013	0.048	Condition vérifié
ETG 4	0.0249	4.5	0.112	0.0157	0.048	Condition vérifié
ETG 3	0.0214	4.5	0.0963	0.018	0.048	Condition vérifié
ETG 2	0.0173	4.5	0.07785	0.021	0.048	Condition vérifié
ETG 1	0.0126	4.5	0.0567	0.022	0.048	Condition vérifié
RDC	0.0077	4.5	0.03465	0.026	0.067	Condition vérifié
S.SOL	0.0018	4.5	0.0081	0.0081	0.048	Condition vérifié

**Tableau V.6 : Déplacement relatif dans le sens X-X**

⇒ On remarque que **les conditions sont vérifiées** dans le sens X-X.

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

- Selon le sens Y-Y :

Story	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	1.5% Hn	Conclusion
S.Machine	<b>0.0166</b>	4.5	<b>0.0747</b>	<b>0.009</b>	0.033	Condition vérifié
ETG 5	<b>0.0146</b>	4.5	<b>0.0657</b>	<b>0.0117</b>	0.048	Condition vérifié
ETG 4	<b>0.012</b>	4.5	<b>0.054</b>	<b>0.0117</b>	0.048	Condition vérifié
ETG 3	<b>0.0094</b>	4.5	<b>0.0423</b>	<b>0.0117</b>	0.048	Condition vérifié
ETG 2	<b>0.0068</b>	4.5	<b>0.0306</b>	<b>0.0103</b>	0.048	Condition vérifié
ETG 1	<b>0.0045</b>	4.5	<b>0.02025</b>	<b>0.009</b>	0.048	Condition vérifié
RDC	<b>0.0025</b>	4.5	<b>0.01125</b>	<b>0.009</b>	0.067	Condition vérifié
S.SOL	<b>0.0005</b>	4.5	<b>0.0022</b>	<b>0.0022</b>	0.048	Condition vérifié

Tableau V.7 : Déplacement relatif dans le sens Y-Y

⇒ On remarque que les conditions sont vérifiées dans le sens Y-Y.

### Justification vis-à-vis des déformations :

Selon article 5.9 de RPA 2024 les effets du 2eme ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être ignorés si le coefficient  $\theta$  est inférieur ou égal à 0,10 à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad (5.10)$$

Avec : ces valeurs sont données par logiciel ETABS

- $P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- $h_k$  : Hauteur de l'étage « k »

## Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

- Selon le sens X-X :

Story	$h_k$	$v_k$	$\Delta_k$	$P_k$	$\Theta_{k \leq 0.10}$	Conclusion
S.Machine	<b>2.2</b>	14.82	<b>0.009</b>	79.61	0.021	<b>Condition vérifié</b>
ETG 5	<b>3.2</b>	843.9	<b>0.013</b>	3750.61	0.018	<b>Condition vérifié</b>
ETG 4	<b>3.2</b>	1601.07	<b>0.0157</b>	7505.3	0.023	<b>Condition vérifié</b>
ETG 3	<b>3.2</b>	2233.47	<b>0.018</b>	11349.99	0.028	<b>Condition vérifié</b>
ETG 2	<b>3.2</b>	2754	<b>0.021</b>	15194.67	0.036	<b>Condition vérifié</b>
ETG 1	<b>3.2</b>	3158.79	<b>0.022</b>	19127.14	0.037	<b>Condition vérifié</b>
RDC	<b>4.48</b>	3448.91	<b>0.026</b>	23460.13	0.039	<b>Condition vérifié</b>
S.SOL	<b>3.2</b>	3533.18	<b>0.0081</b>	26967.14	0.019	<b>Condition vérifié</b>

⇒ On remarque que toutes les déformations sont vérifiées dans les étages.

- Selon le sens Y-Y :

Story	$h_k$	$v_k$	$\Delta_k$	$P_k$	$\Theta_{k \leq 0.10}$	Conclusion
S.Machine	<b>3.2</b>	18.2	<b>0.009</b>	79.61	0.012	<b>Condition vérifié</b>
ETG 5	<b>3.2</b>	1040.24	<b>0.0117</b>	3750.61	0.013	<b>Condition vérifié</b>
ETG 4	<b>3.2</b>	1889.42	<b>0.0117</b>	7505.3	0.015	<b>Condition vérifié</b>
ETG 3	<b>3.2</b>	2526.47	<b>0.0117</b>	11349.99	0.016	<b>Condition vérifié</b>
ETG 2	<b>3.2</b>	3019.65	<b>0.0103</b>	15194.67	0.016	<b>Condition vérifié</b>
ETG 1	<b>3.2</b>	3389.36	<b>0.009</b>	19127.14	0.0158	<b>Condition vérifié</b>
RDC	<b>4.48</b>	3661.26	<b>0.009</b>	23460.13	0.0128	<b>Condition vérifié</b>
S.SOL	<b>3.2</b>	3745.46	<b>0.0022</b>	26967.14	0.005	<b>Condition vérifié</b>

⇒ On remarque que toutes les déformations sont vérifiées dans les étages

## **Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024**

### **Conclusion :**

Après ajustement des dimensions des éléments structuraux, notamment par l'augmentation des sections des poteaux, et la validation de l'ensemble des exigences du RPA 2024, les résultats obtenus permettent de conclure que :

- Le nombre de modes à considérer est adéquat.
- L'estimation de la période fondamentale de la structure est conforme.
- Les sollicitations normales sont satisfaites.
- Le système de contreventement avec un facteur de comportement  $R = 4.5$  est justifié.
- L'effet de la torsion accidentelle est pris en compte et vérifié.
- Les efforts sismiques (efforts tranchants) sont conformes aux exigences.
- Les déformations restent dans les limites admissibles.
- L'effet P-Delta est correctement vérifié.

Ainsi, toutes les vérifications nécessaires ayant été complétées avec succès, il est désormais possible de passer à l'étape du ferrailage des éléments structuraux.

# ***Chapitre VI***

## *Ferraillage des éléments*

### VI.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux, qui sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant, sont dimensionnés à l'état limite ultime en tenant compte de la flexion composée. Le calcul considère les sollicitations les plus défavorables, en intégrant les valeurs maximales et minimales des efforts normaux et des moments.

**Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

- **Selon le RPA version 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :**
  - $G + 0.3Q \pm EX \pm 0.3 EY$
  - $G + 0.3Q \pm 0.3 EX \pm EY$
- **Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**
  - ELU :  $1.35G + 1.5Q$

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$F_{c28}$	$f_{bu}$	$f_e$	$\sigma_s$
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.78
Accidentelle	1.20	1	0.85	25	21.74	500	500

**Tableau VI.1 :**Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

#### Les exigences du RPA 24pour le ferraillage des poteaux (7.4.2)

##### Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence, de forme droite et sans crochets.
- En zone II, le taux d'armature longitudinal minimal est fixe 0.8%
- Le pourcentage maximal d'armature est de :
  - **4%** en zone courante
  - **8%** en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal des barres longitudinales est **12 mm**
- En zone IV, la longueur minimale de recouvrement des barres est de **60Φ en zone IV.**
- L'espacement entre les barres verticales sur une même face de poteau ne doit pas dépasser **St = 15cm.**

	$A_{min} = 1\% b^2$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{cmax} = 4\% b^2$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{rmax} = 6\% b^2$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Pot (45×45)</b>	20.25	81	121.5
<b>Pot (40×40)</b>	16	64	96
<b>Pot (35×35)</b>	12.25	49	73.5

**Tableau VI.2 :**La section minimal et maximal d'armature.

#### VI.1.1. Calcul des armatures

##### Remarque :

Le calcul sera réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC.

**Présentation de logiciel SOCOTEC :**

Socotec est un logiciel qui s'appuie sur les principes de calcul du BAEL (Règles de calcul des structures en béton armé). Pour garantir la précision des résultats, l'utilisateur doit veiller au respect de certains paramètres

Il est important de noter que les conventions de signes des efforts normaux diffèrent entre les logiciels **ETABS** et **SOCOTEC**. Dans **ETABS**, un effort normal positif correspond à une traction, tandis qu'un effort négatif indique une compression. En revanche, dans **SOCOTEC**, la convention est inversée : les efforts positifs traduisent une compression et les efforts négatifs une traction.

**A. Armatures longitudinales**

Section[ cm <sup>2</sup> ]	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	Asadopté (cm <sup>2</sup> )
(45×45)	ELU	N <sub>max</sub> = <b>-1343.27</b>	M <sub>2corr</sub> = <b>2.575</b>	0	20.25	12HA16	24.12
	G +0.3Q ± EX ±0.3 EY	N <sub>min</sub> = <b>-391.4</b>	M <sub>3corr</sub> = <b>73.307</b>	0			
	G +0.3Q ± 0.3 EX ±EY	N <sub>corr</sub> = <b>-353.41</b>	M <sub>3max</sub> = <b>62.792</b>	0			
(40×40)	ELU	N <sub>max</sub> = <b>-759.93</b>	M <sub>2corr</sub> = 10.374	0	16	12HA14	18.46
	G +0.3Q ± EX ±0.3 EY	N <sub>min</sub> = <b>-295.19</b>	M <sub>2corr</sub> = <b>41.625</b>	0			
	G +0.3Q ± 0.3 EX ±EY	N <sub>corr</sub> = <b>-273.59</b>	M <sub>3max</sub> = <b>48.424</b>	0			
(35×35)	ELU	N <sub>max</sub> =- <b>-344.83</b>	M <sub>2corr</sub> = <b>4.635</b>	0	12.25	12HA14	18.46
	G +0.3Q ± EX ±0.3 EY	N <sub>min</sub> = <b>143.1</b>	M <sub>2corr</sub> = <b>29.18</b>	0.38			
	G +0.3Q ± 0.3 EX ±EY	N <sub>corr</sub> = <b>-132.22</b>	M <sub>3max</sub> = <b>44.83</b>	1.58			

**Tableau VI.3 : Ferraillage des poteaux**

**Longueur minimale de recouvrement :**

- La longueur minimale de recouvrement pour la zone IV est de  $L=60\phi$
- **Poteaux 45×45** :  $L \geq 60 \times 1.6 = 64 \Rightarrow L=96 \text{ cm}$
- **Poteaux 40×40** :  $L \geq 60 \times 1.4 = 64 \Rightarrow L=84 \text{ cm}$
- **Poteaux 35×35** :  $L \geq 60 \times 1.4 = 56 \Rightarrow L=84 \text{ cm}$

**A. Armatures transversales :(RPA Art.7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant de calcul
- $h_c$  : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- $\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
- $t$  : l'espacement des armatures transversales.

-si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$ .

-si  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$ .

- **Calcul de l'élançement géométrique :**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{h_c} \text{ ou } \frac{L_f}{b_c} \right\}$$

$H_c, b_c$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$L_f$  : longueur de flambement du poteau  $L_f = 0.707 l_0$

$l_0$  : Longueur libre du poteau

❖ **Poteaux (45×45) :**

Poteau de RDC :  $L = 4.48 \text{ cm}$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 4.48}{0.45} = 7.03 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Poteau de 1<sup>er</sup> étage et le s.sol :L = 3.20cm

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.20}{0.45} = 5.03 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

❖ **Poteaux (40×40) :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.20}{0.40} = 5.65 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

❖ **Poteaux (35×35) :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.20}{0.35} = 6.46 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- **Espacement des armatures transversales**

❖ **Poteaux (45×45) :**

Zone nodale:

$$t' \leq \min \left( \frac{b^0}{3}; 10\text{cm}; 6 \phi_l \right) = \min (13\text{cm}; 10\text{cm}; 10\text{cm}) \Rightarrow t' < 10\text{cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$t' \leq \min \left( \frac{bc}{2}; hc/2; 10\phi_l \right) = \min (22.5\text{cm}; 22.5\text{cm}; 16\text{Ccm}) \Rightarrow t' < 16\text{cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (40×40) :**

Zone nodale:

$$t' \leq \min \left( \frac{b^0}{3}; 10\text{cm}; 6 \phi_l \right) = \min (11.33\text{cm}; 10\text{cm}; 10\text{Ccm}) \Rightarrow t' < 10\text{cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$t' \leq \min \left( \frac{bc}{2}; hc/2; 10\phi_l \right) = \min (20\text{cm}; 20\text{cm}; 16\text{Ccm}) \Rightarrow t' < 16\text{cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (35×35) :**

Zone nodale:

$$t' \leq \min \left( \frac{b^0}{3}; 10\text{cm}; 6 \phi_l \right) = \min (9.96\text{cm}; 10\text{cm}; 10\text{Ccm}) \Rightarrow t' < 10\text{cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$t' \leq \min \left( \frac{bc}{2}; hc/2; 10\phi_l \right) = \min (20\text{cm}; 20\text{cm}; 14\text{Ccm}) \Rightarrow t' < 14\text{cm} \Rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

- La quantité d'armature transversale minimale:

$$\frac{A_t}{t \times b_c}$$

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% t \times b_1$
- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{min} = 0.8\% t \times b_1$
- Si  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes  $\lambda_g$  est l'élanement géométrique de poteau.

#### ❖ Poteaux (45×45)

Poteau de RDC :  $\lambda_g = 7.03 > 5$

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = \mathbf{2.025 \text{ cm}^2}$$

#### ❖ Poteau de 1<sup>er</sup> étage et le s.sol -Si $\lambda_g > 5 = 5.03 > 5$

Zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = \mathbf{2.025 \text{ cm}^2}$$

#### ❖ Poteaux (40×40) $\lambda_g = 5.65 \geq 5$

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2}$$

#### ❖ Poteaux (35×35) $\lambda_g = 6.46 \geq 5$

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

Zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = \mathbf{1.05 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 12 \times 35 = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2}$$

• **Détermination des armatures transversales**

Section [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_a$	$V_u$ [KN]	t [cm]	h <sub>c</sub> [cm]	Fe [MPa]	A <sub>tc</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>tmin</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	A <sub>tado</sub> P [cm <sup>2</sup> ]
(45x45)	2.5	20.73	t <sub>n</sub> =10	45	500	0.23	1.35	4HA10	3.14
			t <sub>c</sub> =15			0.35	2.025		
(40x40)	2.5	16.03	t <sub>n</sub> = 10	40		0.2	1.2	4HA8	2.01
			Tc=15			0.3	1.8		
(35x35)	2.5	28.72	t <sub>n</sub> = 10	35		0.4	1.05	4HA8	2.01
			Tc=12			0.5	<b>1.26</b>		

**Tableaux VI.4 :** Détermination des armatures transversales des poteaux.

• **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour le cas des poteaux est délimitée dans le RPA 24(Zone nodale) comme suit :

$$l_{cr} = \max\left(1.5h_c; \frac{L_{cl}}{6}; 60 \text{ cm}\right)$$

- H<sub>c</sub> : la plus grande dimension de la section transversale du poteau
- L<sub>cr</sub> : la longueur libre du poteau

D'où :

❖ **Poteaux 45×45 :**

Poteau de RDC : L = 448 cm

$$lcr = \max(67.5; 68.8; 60\text{cm}) \Rightarrow lcr = 68.8\text{cm.}$$

Poteau de 1<sup>er</sup> étage et s.sol : L = 3.20 cm

$$lcr = \max(67.5; 47.5; 60\text{cm}) \Rightarrow lcr = 67.5\text{cm.}$$

❖ **Poteaux 40×40 :**

$$lcr = \max(60; 47.5; 60\text{cm}) \Rightarrow lcr = 60\text{ cm.}$$

❖ **Poteaux 35×35**

$$lcr = \max(52.5; 47.5; 60\text{cm}) \Rightarrow lcr = 60\text{ cm.}$$

**VI.1.2. Vérification à L'ELU :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL 91/Art A.4.2 ,1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} : \text{excentricité à l'ELS}$$

Section [cm <sup>2</sup> ]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e <sub>s</sub> [cm]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s, adopté</sub> ≥ A <sub>min</sub>
(45×45)	N <sub>max</sub> = -976.65	M <sub>2corr</sub> = 1.852	0.19	4.78	24.12	C.V
	N <sub>min</sub> = -537.31	M <sub>2corr</sub> = -2.754	0.512	5.55		
	N <sub>corr</sub> = -551.74	M <sub>2max</sub> = 23.543	4.267	7.73		
(40×40)	N <sub>max</sub> = -530.87	M <sub>2corr</sub> = 3.048	0.574	4.08	18.46	C.V
	N <sub>min</sub> = -88.74	M <sub>2corr</sub> = -0.813	0.916	3.75		
	N <sub>corr</sub> = -437.55	M <sub>2max</sub> = 17.66	4.036	6.55		
(35×35)	N <sub>max</sub> = -244.83	M <sub>2corr</sub> = -10.925	4.46	7.70	18.46	C.V
	N <sub>min</sub> = -123.5	M <sub>2corr</sub> = 12.543	10.16	7.29		
	N <sub>corr</sub> = -132.22	M <sub>2max</sub> = 44.83	33.91	0.74		

**Tableau VI.5:** Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

**B. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)**

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \{3,33; 5\text{MPa}\}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifier

- Article 7.6 du RPA 24/version 2024

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

- Si  $\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
- Si  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$

Section[cm <sup>2</sup> ]	V <sub>max,ELU</sub> [KN]	$\tau_{bu}$ [MPa]	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
(45×45)	20.73	1.4	0.075	1.875	C.V
(40×40)	11.61	0.86	0.075	1.875	C.V
(35×35)	28.72	1.73	0.075	1.875	C.V

**Tableau VI.6 :** Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentés.

### VI.1.6. Vérification à L'ELS :

#### A. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

#### B. Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS (État Limite de Service). Pour cela, les contraintes maximales dans le béton seront calculées et comparées aux contraintes admissibles :

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

#### Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Les sections d'armatures adoptées à introduire c'est celles d'une seule face des poteaux

#### Exemple :

Poteau (45 × 45) [cm<sup>2</sup>] → A adoptée = 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>/face

Poteau (40 × 40) [cm<sup>2</sup>] → A adoptée = 4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>/face

Poteau (35 × 35) [cm<sup>2</sup>] → A adoptée = 4HA14 = 6.15cm<sup>2</sup>/face

Section [cm <sup>2</sup> ]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc, sup</sub>	σ <sub>bc, inf</sub>	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
(45×45)	N <sub>max</sub> = -976.65	M <sub>2corr</sub> = 1.852	8.04	4.39	4.2	C.V
	N <sub>min</sub> = -537.31	M <sub>2corr</sub> = -2.754		2.51	2.22	
	N <sub>corr</sub> = -551.74	M <sub>2max</sub> = 23.543		3.64	1.21	
(40×40)	N <sub>max</sub> = 530.87	M <sub>2corr</sub> = 3.048	6.15	3.21	2.75	C.V
	N <sub>min</sub> = -88.74	M <sub>2corr</sub> = -0.813		0.56	0.44	
	N <sub>corr</sub> = -437.55	M <sub>2max</sub> = 17.66		3.79	1.13	
(35×35)	N <sub>max</sub> = -244.83	M <sub>2corr</sub> = -10.925	6.15	3.04	0.56	C.V
	N <sub>min</sub> = -123.5	M <sub>2corr</sub> = 12.543		2.44	0	
	N <sub>corr</sub> = -132.22	M <sub>2max</sub> = 44.83		1.52	0.42	

Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

## VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises à des efforts de flexion et de cisaillement, ce qui nécessite à la détermination des armatures longitudinales et transversales. Le dimensionnement du ferrailage est effectué conformément aux normes de RPA24/2024 et BAEL99, en se basant sur la sollicitation maximale, tout en considérant que la fissuration n'est pas préjudiciable à la stabilité de la structure.

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

- Selon le RPA version 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :
  - G + 0.3Q ± EX ± 0.3 EY
  - G + 0.3Q ± 0.3 EX ± EY
- Selon le BAEL 91 modifiée 99 :
  - ELU : 1.35G + 1.5Q
  - ELS : G+Q

Situation	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	θ	F <sub>c28</sub>	f <sub>bu</sub>	f <sub>e</sub>	σ <sub>s</sub>
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.78
Accidentelle	1.2	1	0.85	25	21.74	500	500

Tableau VI.8: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

• **Les exigences du RPA 24 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2)**

❖ **Armatures longitudinales (Article 7.5.2)**

Le ferraillage des poutres doit respecter un taux minimal d'acier longitudinal équivalent à 0.5% de la section totale de la poutre. Ce taux ne doit pas dépasser 6% Dans les zones de recouvrement et 4% dans les zones courantes.

Pour les poutres soumises a de faibles charges verticales et a des sollicitations sismiques, les armatures doivent être symétriques. La section des aciers en travée doit représenter au moins 50% De celle prévue aux appuis.

La longueur minimale de recouvrement est de **60Φ en zone VI**

L'ancrage des armatures longitudinales, qu'elles soient supérieures ou inférieures, doivent être ancrées dans les poteaux d'extrémité (rive et angle) à l'aide de crochets a 90°

L'espacement entre deux cadres ne doit pas excéder 10 cm, et il faut un minimum de trois cadres par nœud.

	<b>A<sub>min</sub> = 0.5% b h</b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>A<sub>cmax</sub> = 4% b h</b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>A<sub>rmax</sub> = 6% b h</b> [cm <sup>2</sup> ]
<b>PP (25×35)</b>	4.375	35	52.5
<b>PS (25×35)</b>	4.375	35	52.5

**Tableau VI.9 : La section minimale et maximale d'armature.**

❖ **Armatures transversales (Article 7.5.2.2)**

La quantité minimale d'armatures transversales est calculée avec la formule :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

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

Dans la critique :

$$S = \min (h/4 ; 24\Phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\Phi_l) :$$

**-h:** hauteur de la poutre

-  $\Phi_t$  : diamètre des armateurs de confinement

-  $\Phi_l$  : diamètre minimal des barres longitudinales

**En dehors de la zone critique :**

$$S' < h/2$$

Avec :  $s' = \min (h/4 ; 12\Phi_l)$  si les armatures comprimées sont nécessaires

Les **premières armatures** doivent être disposées à un **maximum de 5 cm** de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.2.1. Calcul des armatures**

**A. Armatures longitudinales**

Pour des raisons économiques, les dimensions des armatures des poutres sont établies en fonction de quatre principaux types d'éléments :

- **P.P** : Poutres principales non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Pv**: Poutres principales reliées aux voiles de contreventement.
- **P.S** : Poutres secondaires non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Sv** : Poutres secondaires reliées aux voiles de contreventement.

• **Poutre principale**

	Combinaison	Localisation	Moments (KN .m)	A <sub>soc</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>P.P</b>	<b>ELU</b>	Appuis	-64.562	5.27	<b>3HA14 (fil) + 2 HA12 (chap)</b>	6.88
		Travée	39.616	3.08	<b>3HA14 (fil)</b>	4.62
	<b>• G +0.3Q ± 0.3 EX ± EY</b>	Appuis	-66.663	4.56	<b>3HA14 (fil)+ 2HA12 (chap)</b>	6.88
		Travée	27.091	1.77	<b>3HA14 (fil)</b>	4.62
<b>P.Pv</b>	<b>ELU</b>	Appuis	-63.776	5.2	<b>3HA14 (fil) +2HA12 (chap)</b>	6.88
		Travée	41.424	3.23	<b>3HA14 (fil)</b>	4.62
	<b>•G +0.3Q ± 0.3 EX ± EY</b>	Appuis	-92.421	6.54	<b>3HA14 (fil) + 2HA(12) (chap.)</b>	6.88
		Travée	49.343	3.3	<b>3HA14 (fil)</b>	4.62

**Tableau VI.10** : Ferraillage des poutres principal.

- Poutre secondaire :

	Combinaison	Localisation	Moments (KN .m)	A <sub>soc</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.s	ELU	Appuis	-47.531	3.75	<b>3HA14 (filante)</b>	4.62
		Travée	20.847	1.57	<b>3HA14 (filante)</b>	4.62
	• G +0.3Q ± EX ± 0.3EY	Appuis	-71.577	4.92	<b>3HA14 (filante) + 2HA12 (chap.)</b>	6.88
		Travée	64.105	4.37	<b>3HA14 (filante)</b>	4.62
P.sv	ELU	Appuis	-48.972	3.88	<b>3HA14 (filante)</b>	4.62
		Travée	27.51	2.1	<b>3HA14 (filante)</b>	4.62
	•G +0.3Q ± EX ±0.3 EY	Appuis	-118.7	8.73	<b>3HA14 (filante) 3HA14 (chap.)</b>	9.23
		Travée	101.97	7.31	<b>3HA14 (filante) 3HA14 (chap.)</b>	9.23

Tableau VI.11 : Ferraillage des poutres secondaire.

**Remarque :**

Les sections choisies pour le ferrailage sont vérifiées conformément aux exigences de l'article 7.5.2 de la norme RPA 24 révisée en 2024.

**B. Armatures transversales**

- Poutres principales

Espacement maximum des armatures transversales

Zone nodale :

$$St_{max} \leq \min (h/4, 24\phi; 17.5; 6 \phi) = \min (35/4, 24 \times 14; 17.5; 6 \times 14) \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 35/2 = 15 \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

**Zone nodale :**  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 25 \Rightarrow A_t = 0.75 \text{ cm}^2$ .

**Zone courante :**  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ .

**Soit :**  $A_t = 4\text{HA8 (étrier + cadre de } \varnothing 8) = 2.01 \text{ cm}^2$ .

- **Poutres secondaires :**

Espacement maximum entre les armatures transversales

Zone nodale :

$S_t \max \leq \min (h/4, 24\varphi; 17.5; 6\varphi) = \min (35/4, 24 \times 14; 17.5; 6 \times 14) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$ .

Zone courante :

$S_t \leq h/2 = 35/2 = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$ .

D'où :

**Zone nodale :**  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 25 \Rightarrow A_t = 0.75 \text{ cm}^2$ .

**Zone courante :**  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ .

**Soit :**  $A_t = 4\text{HA8 (étrier + cadre de } \varnothing 8) = 2.01 \text{ cm}^2$ .

- ❖ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour les poutres est définie dans la figure 7.6 du RPA 24 (Zone nodale), de la manière suivante :  $l' = 1.5.h$

Avec :

- $l'$  : Longueur de la zone nodale.
- $h$  : Hauteur de la poutre.

D'où :

-Poutres principales :  $l' = 1.5 \times 35 \Rightarrow l' = 52.5 \text{ cm}$ .

-Poutres secondaires :  $l' = 2 \times 35 \Rightarrow l' = 52.5 \text{ cm}$ .

### VI.2.2. Vérification à L'ELU :

**A. Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 31.5 \times 2.1}{500} = 0.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adop}} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 31.5 \times 2.1}{500} = 0.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adop}} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$

- Poutres principales (P.P , P.Pv) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{80.54 \times 10^3}{25 \times 31.5 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- Poutres secondaires (P.S , PSv)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{71.82 \times 10^3}{25 \times 31.5 \times 10^2} \Rightarrow \tau_u = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

### B. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Sur l'acier :(Art A5.1.313, BAEL 91 modifie 99)

$$A_{\text{adopté}} \geq A_S = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

- ❖ Poutres principales (P.P , P.Pv) :

$$A_S = \frac{1.15 \times 80.54 \times 10^3}{500 \times 10^2} \Rightarrow A_S = 1.85 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- ❖ Poutres secondaires (P.S , PSv) :

$$A_S = \frac{1.15 \times 71.2 \times 10^3}{500 \times 10^2} \Rightarrow A_S = 1.63 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- Sur le béton :(Art A5.1.313, BAEL 91 modifie 99)

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u \max} \leq \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b$$

- ❖ Poutres principales (P.P , P.Pv) :

$$V_{u \max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 28.35 \times 25 \times 10^{-1} = 472.5$$

$$V_{u \max} = 80.54 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- ❖ Poutres principale (P.P , P.Pv) :

$$V_{u \max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 28.35 \times 25 \times 10^{-1} = 472.5$$

$$V_{u \max} = 71.2 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$\Rightarrow$  pas de risque de cisaillement aux appuis.

Avec :

- $V_{u\ max}$ : Effort tranchant maximum
- $a = 0.9d$  La hauteur d'appuis à considérer.

**C. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- $\psi_s$  : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

Avec :

- $\sum u_i$ : Somme des périmètres utiles des barres
- **Poutres principales (P.P , P.Pv) :**

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum u_i = 207.24 \text{ mm.}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{80.54 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 207.24} \Rightarrow \tau_{se} = 1.37 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = 1.37 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- **Poutres secondaires (P.S , PSv) :**

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 3 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum u_i = 244.92 \text{ mm.}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{71.82 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 244.92} \Rightarrow \tau_{se} = 1.034 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = 1.034 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**D. L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE500 et pour  $f_{c28} = 25$  MPa, la longueur de scellement droite

- **RPA 24/ Art. 7.5.2.1**

La longueur minimale de recouvrement est de **60 φ en zone IV.**

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

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 ft28 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

**LS = 44Ø**

D'où :

- Pour les HA 12 :  $ls = 44 \times 1.2 = 52.80 \text{ cm}$ .

- Pour les HA 14 :  $ls = 44 \times 1.4 = 61.60 \text{ cm}$ .

**LS** dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  **$L_c = 0,4 L_s$**

- Pour les HA 12 :  $L_c = 0,4 \times 52.80 = 26.40 \Rightarrow L_c = 21.12 \text{ cm}$ .

- Pour les HA 14 :  $L_c = 0,4 \times 61.60 = 30.80 \Rightarrow L_c = 24.64 \text{ cm}$ .

### VI.2.3. Vérification à L'ELS :

#### A. Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99] :

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

#### B. Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

-La contrainte admissible de l'acier :  $\overline{\sigma}_{st} = 434.78 \text{ MPa}$ .

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible.

$$\rho = \frac{100 \times A_{adop}}{25 \times 0.9h}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms \times 1000}{A \times \beta \times 0.9h} \leq 434.78$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq 15$$

- Poutres principales (P.P , P.Pv) :

	Localisation	Moments (KN .m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	σ <sub>st</sub> [MPa]	σ̄ <sub>st</sub> [MPa]	K	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ̄ <sub>bc</sub> [MPa]	
P.P	Travée	28.681	6.88	0.88	0.867	152.29	434.78	22.59	6.74	15	C.V
	Appuis	-46.736	4.62	0.58	0.887	362.06	434.78	29.25	12.38	15	C.V
P.Pv	Travée	29.991	4.62	0.58	0.887	232.33	434.78	29.25	7.94	15	C.V
	Appuis	-46.242	6.88	0.88	0.867	245.53	434.78	22.59	10.86	15	C.V

Tableau VI.12 : Vérifiions des contraintes

- Poutres secondaires (P.S , PSv)

	Localisation	Moments (KN .m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	P	β	σ <sub>st</sub> [MPa]	σ̄ <sub>st</sub> [MPa]	K	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ̄ <sub>bc</sub> [MPa]	
P.S	Travée	15.108	4.62	0.58	0.887	117.04	434.78	29.25	4	15	C.V
	Appuis	-34.698	6.88	0.88	0.867	184.66	434.78	22.59	8.17	15	C.V
P.Sv	Travée	19.956	16.58	2.1	0.820	46.59	434.78	12.78	3.65	15	C.V
	Appuis	-35.759	16.58	2.1	0.820	83.49	434.78	12.78	6.53	15	C.V

Tableau VI.13 : Vérifiions des contraintes

C. Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

- Poutres principales (P.P , P.Pv) : L = 475-30 = 445 cm

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000}$$

$$f_{ETABS} = 1 \text{ mm} < f_{adm} = 9.45 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires (P.S , PSv) : L = 350-30 = 320 cm

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_{ETABS} = 3 \text{ mm} < f_{adm} = 6.40 \text{ cm}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires est détruit a partit de du logiciel ETABS.

**VI.3. Ferraillage des voiles de contreventements :****Introduction :**

Une structure en voile est composée de murs porteurs reliés entre eux par des planchers. Ces murs assurent à la fois le transfert des charges verticales, comme le poids de la structure, et la stabilité face aux charges horizontales, notamment celles générées par un séisme.

**Le calcul de cette structure se divise en trois étapes :**

- La répartition des efforts globaux entre les différents voiles porteurs.
- L'étude de la sollicitation au sein de chaque section de voile.
- Le dimensionnement de l'armature nécessaire.

**Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :**

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

**Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :****Selon le RPA version 99 (Combinaisons d'actions sismiques) :**

- $G + 0.3Q \pm EX \pm 0.3 EY$
- $G + 0.3Q \pm 0.3 EX \pm EY$

**Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$

**Les calculs prendront en compte trois types de sollicitations :**

- L'effort normal maximal ainsi que le moment qui lui est associé
- L'effort normal minimal accompagné du moment correspondant
- Le moment fléchissant maximal avec l'effort normal associé

**Dans le but de faciliter le calcul on décompose le bâtiment en 4 zones :**

- Zone I : Ssol + RDC
- Zone II : 1<sup>ème</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage, 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : 4<sup>ème</sup> étage, 5<sup>ème</sup> étage.

**Les exigences du RPA 99 pour le ferraillage des voiles :****- Armatures verticales (Article 7.7.4.1)**

L'effort de traction dans les zones tendues du voile doit être entièrement repris par les armatures, avec une armature verticale minimale de 0,20 %. Les barres verticales situées aux extrémités doivent être ligaturées à l'aide de cadres horizontaux, espacés d'au maximum l'épaisseur du voile. Au dernier niveau, les barres doivent être dotées de crochets en partie supérieure, tandis que les autres doivent être raccordées par recouvrement. Aux extrémités du voile (trumeaux), l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une distance équivalente à 1/10 de la largeur totale du voile, sans toutefois excéder 15 cm.

**- Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)**

Les barres horizontales doivent être équipées de crochets à **135° de longueur** équivalente à 10 fois le diamètre de la barre (**10φ**).

**- Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135°, d'une longueur égale à 10 fois leur diamètre (10φ).

Dans les trumeaux, le taux d'armatures minimal est de 0,15 % au total, avec un minimum de 0,10 % en zone courante.

L'espacement des barres, qu'elles soient horizontales ou verticales, doit rester inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : 1,5 fois l'épaisseur du voile (1,5a) ou 30 cm. Les nappes d'armatures doivent être reliées entre elles par un minimum de 4 épingles par mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être orientées vers l'extérieur. Enfin, le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ( $\phi < e/10$ ).

**- Les longueurs de recouvrement sont :**

**40φ** pour les barres dans les zones de **renversement des efforts**.

**20φ** pour les barres dans les zones **comprimées sous toutes les combinaisons de charges**.

**VI.3.1. Méthode de calcul des armatures :**

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

Les contraintes maximales et minimales sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables. Elles peuvent être obtenues directement à partir du logiciel **ETABS** (valeurs S22 en [kN/m<sup>2</sup>]) ou calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}, \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

- **M** : moment fléchissant dans le voile
- **N** : effort normal appliqué au voile
- **V'** : distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée
- **V** : distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue (avec  $V = V' = L/2$ )
- **B** : largeur utile de la section ( $B = L - e$ )
- **I** : moment d'inertie de la section du voile

Ces formules permettent d'évaluer les contraintes nécessaires au dimensionnement des armatures verticales du voile.

#### A. Décomposer le diagramme obtenu une largeur utile (**d**) : (Art. 7.7.4 du RPA 99).

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{l_c}{3} \right)$$

Avec :

- **lc** : la longueur de la zone comprimée
- **he** : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considérée.

Où :

- Pour une S.E.C :  $lc =$  longueur totale du voile.
- Pour une S.P.C :  $lc = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|}$ .
- Pour une S.E.T :  $lc = 0$  m.

Avec :

La longueur de la zone tendue **lt** = **l** - **lc**

#### B. Détermination des diagrammes des contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).
- Section partiellement tendue (**S.P.T**) ou pareillement comprime (**S.P.C**).

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N1	L'effort normal N2
<p><b>SET</b>  <math>\sigma_{max}, \sigma_{min} &gt; 0</math></p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
<p><b>SEC</b>  <math>\sigma_{max}, \sigma_{min} &lt; 0</math></p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
<p><b>SPT</b>  <math>\sigma_{max} &gt; 0,</math>  <math>\sigma_{min} &lt; 0</math></p> <p><b>SPC</b>  <math>\sigma_{max} &lt; 0,</math>  <math>\sigma_{min} &gt; 0</math></p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$ $N1 = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$ $N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$

Tableau VI.14 : Calcul des efforts normaux

Avec :

- **d1** et **d2** : Largeurs des sections à utiliser.
- **e** : Épaisseur du voile.
- $\sigma_{max}$  : Contrainte maximale dans la section.
- $\sigma_{min}$  : Contrainte minimale dans la section.
- $\sigma_1, \sigma_2$  : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

**C. Calcul des sections d'armature**

• **Armatures verticales :**

-Section entièrement tendue :  $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

-Section entièrement comprimé :  $A_{vi} = \frac{N_{ui} - f_{t28}}{\sigma_s}$

-Section partiellement tendue ou partiellement comprimée :  $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

• **Armatures horizontales :**

-Selon l'article A.8.2,41 du BAEL 91 :  $A_H = 1/4 A_{adoptée}$ .

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 :  $A_{H-min} = 0.15\% . L . e$

Donc :

$$A_{H-calculée} = \max (A_{H-BAEL} ; A_{H-min-RPA})$$

- **Armatures transversales :**

Selon Art. 7.7.4.3 du RPA 99 les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m<sup>2</sup>.

D'où :

$A_{tr\text{ adoptée}} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2$ .

- **Sections minimales des armatures verticales**

- ❖ **Section entièrement comprimée**

-Selon l'article A.8.1,21 du BAEL 91 :  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , ou :  $0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 :  $A_{\min} \geq 0.15\%B$ .

Avec :

B : Section du tronçon considéré.

- ❖ **Section entièrement ou partiellement tendue :**

-Selon l'article A.4.2,1 du BAEL 91 (Condition de non-fragilité) :  $A_{\min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_c}$

-Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 :  $A_{\min} \geq 0.2\%B$ .

D'où :

$$A_{\min} = \max (A_{\min\text{-RPA}} ; A_{\min\text{-BAEL}})$$

### VI.3.2. Vérifications des contraintes à l'ELU :

#### A. Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible.

L'effort tranchant « Vu » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S12 » par la section sur laquelle elle agit ( $V_u = S_{12} \times L \times e$ ).

- **Selon l'art A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où Vu est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

- **Selon l'art 7.7.2 du RPA 91 / modifié 2003**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 \times V_u$
- $b_0$  : épaisseur du voile
- $d = 0.9h$  : hauteur utile.

### VI.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

VI.3.4. Calcul de ferrailage et vérifications :

VI.3.4.1. Les voiles transversales (Y-Y) :

A. Calcul de voile VL1 et VL11 et VL2 et VL22 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.48	3.2	3.2
	L' [m]		4.30	4.35	4.40
	e [m]		0.25	0.20	0.20
	B [m <sup>2</sup> ]		1.075	0.870	0.880
	H [m]		4.48	3.20	3.20
	he [m]		4.13	2.85	2.85
Solicitation de calcul	T [KN]		66.220	54.090	97.380
	N <sub>ser</sub> [KN]		249.69	122.53	32.13
	Vu [KN]		92.708	75.726	136.332
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		6878	3798	2163
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-9174	-5375	-2500
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		500	500	500
	L <sub>c</sub> [m]		1.84	1.80	2.04
	L <sub>t</sub> [m]		2.46	2.55	2.36
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		1.23	1.20	1.36
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		1.23	1.20	1.18
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m]		1.23	1.35	1.18
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		3440.216	2008.874	1081.315
	N1 [KN]		1584.29	697.13	382.65
	N2 [KN]		528.57	270.88	127.55
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	31.69	13.94	7.65
		Bande 2	10.57	5.42	2.55
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2.04	2.08	3.75
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	32.20	14.46	8.59
Bande 2		11.08	5.94	3.49	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		15.4	12.0	13.6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	26 HA 14 40.00	26 HA 12 29.39	26 HA 12 29.39
		Bande 2	14 HA 14 21.54	14 HA 12 15.83	14 HA 12 15.83
		ST<=min(1,5e;30cm)		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	18	18	18
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		15.08	13.05	13.20
	choix de la section/ml		10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39
	Espacement st(cm)		10	10	10
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.096	0.097	0.172
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.068	0.069	0.123
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	0.22	0.13	0.03

Tableau VI.15 : Ferrailage des voiles

B. Calcul de voile VSMY :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre [m]			0.35	0.35	0.35
hauteur etage [m]			4.08	3.2	3.2	
L' [m]			1.86	1.88	1.91	
e [m]			0.25	0.25	0.25	
B [m <sup>2</sup> ]			0.464	0.470	0.476	
H [m]			4.08	3.20	3.20	
he [m]			3.73	2.85	2.85	
Solicitation de calcul	T [KN]		24.800	50.470	59.060	
	N <sub>ser</sub> [KN]		301.23	157.27	7.07	
	Vu [KN]		34.720	70.658	82.684	
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		3134	1243	1754	
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-5689	-3103	-3976	
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		500	500	500	
	Lc [m]		0.66	0.54	0.58	
	Lt [m]		1.20	1.34	1.32	
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.44	0.36	0.39	
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.44	0.36	0.39	
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0.76	0.98	0.93	
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		1983.054	910.843	1238.317	
	armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )		Bande 1	5.62	1.93
		Bande 2	3.75	2.24	2.89	
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )			0.76	1.94	2.27	
AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )		Bande 1	5.81	2.42	3.48	
		Bande 2	3.94	2.73	3.46	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5.5	4.5	4.9	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )		Bande 1	14 HA 12	14 HA 12	14 HA 12
				15.83	15.83	15.83
			Bande 2	12 HA 12	12 HA 12	12 HA 12
				13.56	13.56	13.56
	ST<=min(1,5e;30cm)			30	30	30
Espacement (cm)			Bande 1	8	10	10
			Bande 2	15	20	20
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		6.96	7.05	7.14	
	choix de la section/ml		6 HA 14	6 HA 14	16 HA 14	
			9.23	9.23	24.62	
Espacement st(cm)			20	20	20	
	Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.083	0.167	0.193	
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.059	0.119	0.138	
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	0.62	0.32	0.01	

Tableau VI.16 : Ferrailage des voiles

VI.3.4.2. Les voiles longitudinales (X-X) :

A. Calcul de voile VL3 et VL33 et VL4 et VL44 et VL5 et VL6 et VL7 et VL8 et VL9 et VL10 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.48	3.2	3.2
	L' [m]		0.78	0.80	0.83
	e [m]		0.25	0.20	0.20
	B [m <sup>2</sup> ]		0.194	0.160	0.165
	H [m]		4.48	3.20	3.20
	he [m]		4.13	2.85	2.85
Solicitation de calcul	T [KN]		190.360	157.740	251.210
	N <sub>ser</sub> [KN]		305.93	157.27	48.31
	Vu [KN]		266.504	220.836	351.694
	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		11467	2031	4730
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-14224	-4397	-5533
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		500	500	500
	Lc [m]		0.35	0.25	0.38
	Lt [m]		0.43	0.55	0.44
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.23	0.17	0.25
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.21	0.17	0.22
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0.21	0.38	0.22
	σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]		5733.295	1405.782	2364.890
	N1 [KN]		461.27	57.92	157.78
	N2 [KN]		153.76	53.24	52.59
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	9.23	1.16	3.16
		Bande 2	3.08	1.06	1.05
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.86	6.07	9.67
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	10.69	2.68	5.57
Bande 2		4.54	2.58	3.47	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2.9	1.7	2.5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31	8 HA 12 9.04
		Bande 2	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31	8 HA 12 9.04
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7
Bande 2		7	7	7	
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		3.08	3.08	2.48
	choix de la section/ml		6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	1.528	1.534	2.368
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	1.092	1.095	1.692
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	1.44	0.88	0.27

Tableau VI.17 : Ferrailage des voiles

B. Calcul de voile VLSX

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.48	3.2	3.2
	L' [m]		1.20	1.22	1.25
	e [m]		0.25	0.25	0.25
	B [m²]		0.299	0.305	0.311
	H [m]		4.48	3.20	3.20
he [m]		4.13	2.85	2.85	
Solicitation de calcul	T [KN]		9.100	24.050	30.910
	N <sub>cor</sub> [KN]		285.67	154.73	7.07
	Vu [KN]		12.740	33.670	43.274
	σ <sub>max</sub> [KN/m²]		12262	2133	2481
	σ <sub>min</sub> [KN/m²]		-14648	-3521	-3284
	σ <sub>s</sub> (kN/m²)		500	500	500
	Lc [m]		0.54	0.46	0.54
	Lt [m]		0.65	0.76	0.71
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.36	0.31	0.36
	d1 = d <sub>adopté</sub> [m]		0.33	0.31	0.35
	d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]		0.33	0.45	0.35
	σ1 [KN/m²]		6130.750	1271.470	1240.480
	N1 [KN]		747.76	130.58	164.95
	N2 [KN]		249.25	71.98	54.98
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	14.96	2.61	3.30
		Bande 2	4.99	1.44	1.10
	A <sub>vj</sub> (cm²)		0.28	0.93	1.19
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	15.03	2.84	3.60
Bande 2		5.06	1.67	1.40	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm²)		4.5	3.8	4.5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39
		Bande 2	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		10	10	10	
Armatures horizontales	AH (cm2)		4.48	4.58	4.67
	choix de la section/ml		6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.047	0.123	0.154
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.034	0.088	0.110
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	0.89	0.47	0.02

Tableau VI.18 : Ferrailage des voiles

REMARQUE :

Le dimensionnement et l'extraction des contraintes des éléments principaux sont réalisés conformément aux exigences DU RPA 24.

Le ferrailage est effectué selon les exigences DU RPA 2003, en tenant compte à la fois des charges d'exploitation et des actions sismique.

CONCLUSION :

Toutes les conditions sont vérifiées.

# ***Chapitre VII***

*Etude de l'infrastructure*

## Introduction

Les fondations constituent des éléments essentiels de la structure, ayant pour fonction de transmettre les charges de la superstructure au sol. En général, un élément structural peut transmettre à sa fondation une charge verticale (ou normale), une force horizontale – notamment en cas de séisme, avec une intensité et une direction variable – ainsi qu'un moment pouvant s'exercer dans différents plans.

### VII.1. Différents types de fondations

#### VII.1.1. Fondations superficielles

Ces fondations sont employées sur des sols présentant une capacité portante élevée. Elles permettent une transmission directe des charges au sol.

Parmi les principaux types de fondations superficielles couramment utilisés, on distingue :

- Les semelles isolées,
- Les semelles filantes,
- Les radiers

#### VII.1.2. Fondations semi-profondes :

Elles sont utilisées lorsque le sol en surface présente une faible capacité portante ou lorsque le bon sol se situe à une profondeur telle que le rapport

$4 < D/B < 10$ , comme c'est le cas pour :

- Les puits.

#### VII.1.3. Fondations profondes

Les pieux sont utilisés lorsque les sols ont une très faible capacité portante, lorsque le sol de bonne qualité se trouve à grande profondeur, ou lorsque le rapport  $\frac{D}{B} \leq 10$ , comme :

- Les puits.

Avec :

- **D** : la hauteur d'ancrage.
- **B** : la largeur de la base de la fondation.

## VII.2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une analyse approfondie du sol, qui fournit des données précieuses sur sa capacité portante.

L'étude géotechnique réalisée a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$  à une profondeur de **2 mètres**.
- Aucune nappe phréatique n'a été détectée, ce qui exclut tout risque de remontée d'eau.

## VII.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend à la fois de la nature de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est guidé par plusieurs facteurs essentiels, tels que la stabilité de l'ouvrage, la faisabilité d'exécution, les considérations économiques, la capacité portante du sol, l'importance de la superstructure ainsi que les risques de tassement.

**Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

**Selon le RPA version 2024 (Combinaisons d'actions sismiques):**

- $G + 0.3Q \pm EX \pm 0.3 EY$
- $G + 0.3Q \pm 0.3 EX \pm EY$

**Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$

## VII.4. Dimensionnement

### VII.4.1. Semelles isolées

#### A. Le pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

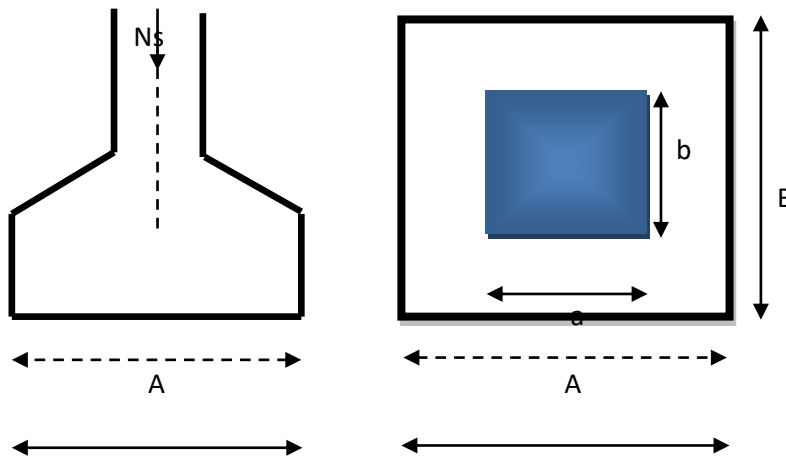
$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$$

Avec :

- $N_s^{\max}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS
- $S$  : Surface de la semelle ( $S=A \times B$ )
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \text{ Avec: } a = b \text{ (poteau carré)}$$

D'où :  $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$



**Figures VII.1 :** Dimensionnement d'une semelle isolée.

Avec :

$$N_s^{\max} = 976.65 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{976.65}{200}} = 4.88 \text{ m} \Rightarrow A = B = 5 \text{ m}$$

**B. Risque de chevauchement des semelles distance entre axes 5 m.**

On la section des semelles sous poteau totale est :

$$S = n \times B^2 = 30 \times (5)^2 \Rightarrow S = 750 \text{ m}^2$$

Avec :

- $n$  : nombre des poteaux.
- La section totale du bâtiment est :

$$S_{bat} = 17.35 \times 19.35 = 335.73 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S = 750 > 50\% S_{bat} = 218.73 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Il semble que la surface occupée par les semelles sous les poteaux représente plus de 50 % de la surface totale du bâtiment. Cela indique que ce type de fondation n'est pas adapté à notre projet. Il est donc préférable d'opter pour des semelles filantes.

**VII.4.2. Semelles filantes****A. Le pré dimensionnement :**

- **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- **B** : Largeur de la semelle
- **L** : Longueur de la semelle sous voile
- **G** : Charge permanente à la base du voile considéré
- **Q** : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

❖ **Sens longitudinal**

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VL1	1506.32	4.75	1.59	7.55
VL2	1497.93	4.75	1.58	7.50
VL3	1531.42	4.75	1.61	7.64
VL4	1458.08	4.75	1.53	7.26
VL5	753.53	2.08	1.81	3.77
				$\Sigma S = 33.74m^2$

**Tableau VII.1** : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

## ❖ Sens transversal

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VT1	500.88	1	2.50	2.5
VT2	529.08	1	2.65	2.65
VT3	507.92	1	2.53	2.53
VT4	538.67	1	2.69	2.69
VT5	592.74	1	2.96	2.96
VT6	633.11	1	3.17	3.17
VT7	559.21	1	2.74	2.74
VT8	374.99	1	1.85	1.85
VT9	589.16	1	2.95	2.95
VT10	607.65	1	3.04	3.04
VT11	993.74	1.42	3.5	4.97
				$\Sigma S = 32.05 \text{ m}^2$

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 33.74 + 32.05 \Rightarrow S_v = 65.79 \text{ m}^2$$

- **Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	ei (m)	N × ei
C5	725.98	-0.47	-9.50	-6896.81
C10	931.16	0.666	-4.75	-4423.01
C25	468.31	0.033	0	0
C31	941.38	-0.656	4.75	4471.55
C37	764.63	12.085	9.50	7263.985
	$\Sigma=3831.46$	$\Sigma=11.658$		$\Sigma=415.715$

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

**B. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{415.15 - 11.658}{3831.46} \right| \Rightarrow e = 0.11 \text{ m}$$

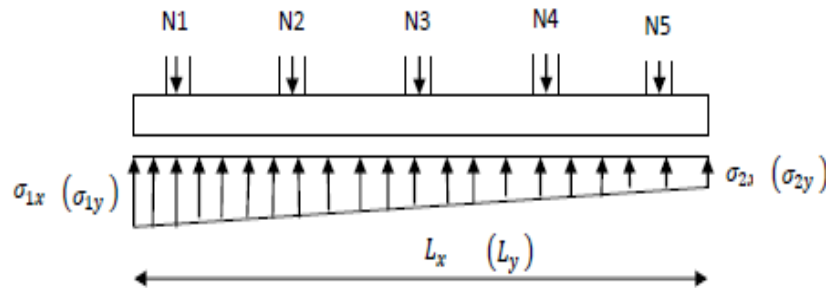
Avec:

$$R = \sum N_s$$

**C. Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

$$e = 0.11 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19.35}{6} = 3.23 \text{ m}$$

Répartition trapézoïdale :



**Figure VII.2** : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3831.46}{19.35} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0.11}{19.35} \right) \Rightarrow q_{\min} = 191.25 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3831.46}{19.35} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0.11}{19.35} \right) \Rightarrow q_{\max} = 204.76 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3831.46}{19.35} \times \left( 1 + \frac{3 \times 0.11}{19.35} \right) \Rightarrow q_{(L/4)} = 201.38 \text{ KN/ml.}$$

**D. Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{201.38}{200} = 1.007 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1.10 m**.

On aura la surface totale :

$$S_p = B \times L \times n = 1.10 \times (19.35 \times 5) \Rightarrow S_p = 106.43 \text{ m}^2$$

Avec :

E.  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p = 65.79 + 106.43 \Rightarrow S_t = 172.22 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{\text{bat}} = 335.72 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 172.22 > 50\% S_{\text{bat}} = 167.87 \text{ m}^2$$

## Conclusion

La grande largeur des semelles provoque un chevauchement, ce qui fait que leur surface cumulée dépasse 50 % de celle du bâtiment. Par conséquent, nous choisirons de recourir à un radier général.

### VII.4.3. Etude du radier général

Le radier se définit comme une fondation qui fonctionne tel un plancher inversé, reposant sur les poteaux de la structure et soumis aux réactions du sol, lesquelles sont atténuées par son propre poids.

Il présente plusieurs avantages :

- Rigidité dans son plan horizontal
- Répartition uniforme des charges sur le sol de fondation
- Coffrage simplifié
- Exécution rapide

#### VII.4.3.1. Pré dimensionnement du radier

##### A. Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

- **L<sub>e</sub>** : Longueur élastique
- **K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen
- **I** : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)
- **E** : Module de déformation longitudinale déferée
- **L<sub>max</sub>** : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.75\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.975 \Rightarrow h \geq 100 \text{ cm}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{475}{8} \leq h \leq \frac{475}{5} \Rightarrow 60 \leq h \leq 95 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h<sub>n</sub> = 100cm**

### **B. La largeur de la nervure :**

Elle doit vérifier la condition suivante avec **h<sub>n</sub> = 100 cm** :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : **b<sub>n</sub> = 60 cm**

### **C. Dalle de radier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec } h_d \geq 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{475}{20} = 23.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la dalle flottante**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_{\text{dalle}} \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{475}{50} \leq e_{\text{dalle}} \leq \frac{475}{40} \Rightarrow 9.5 \leq e_{\text{dalle}} \leq 11.86$$

On prend :  $e_{\text{dalle}} = 15 \text{ cm}$

### Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 100 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Hauteur de la nervure.
- $b_n = 60 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Largeur de la nervure.
- $h_d = 30 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Hauteur de la dalle du radier.
- $e_{\text{dalle}} = 15 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Epaisseur de la dalle flottante.
- $c = 5 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

### VII.4.3.2. Calcul de la surface nécessaire au radier

-Charge permanente de la structure :  $G = 25771.11 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 3986.77 \text{ KN}$

#### A. Combinaison d'actions

- Selon l'état limite ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 25771.11) + (1.5 \times 3986.77) \Rightarrow N_u = 40771.54 \text{ KN}$$

- Selon l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = (25771.11) + (3986.77) \Rightarrow N_s = 29757.88 \text{ KN}$$

#### B. Détermination de la surface du radier

- Selon l'état limite ultime :

$$S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{40771.54}{1.33 \times 200} = 153.28 \text{ m}^2$$

- Selon l'état limite de service :

$$S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29757.88}{200} = 148.80 \text{ m}^2$$

$$\underline{D'o\grave{u}} : S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELS} ) = \max(153.28 ; 148.80) \Rightarrow S_{rad} = 153.28 \text{ m}$$

$$S_{bat} = 335.72\text{m}^2 > S_{rad} = 153.28\text{m}^2$$

**Remarque**

Il semble que la surface totale du bâtiment dépasse celle requise pour le radier. Dans ce cas, nous choisissons d'appliquer un débordement minimal, conformément aux prescriptions des règles du BAEL. Ce débordement sera déterminé selon le calcul suivant :

$$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) \Rightarrow L_{deb} \geq \max \left( \frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de :  $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 73.4 \times 0.50 \Rightarrow S_{deb} = 36.7\text{m}^2$$

Avec :

**P** : périmètre du bâtiment.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 335.73 + 36.7 \Rightarrow S_{rad} = 377.23 \text{ cm}^2$$

**VII.4.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier**

**A. Charge permanente**

Poids du bâtiment :  $G_{bat} = 25771.11 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)}$   
 $+ \text{poids de la dalle flottante}$

$G_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)}$   
 $+ \text{poids de la dalle flottante}$

**Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \Rightarrow P_{dalle} = 377.23 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow P_{dalle} = 2829.23 \text{ KN}$$

**Poids des nervures :**

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x n_x + L_y n_y)$$

$$P_{nerv} = 0.60 \times (1 - 0.30) \times 25 \times ((19.35 \times 6 + 17.35 \times 5))$$

$$P_{nerv} = 0.60 \times 0.70 \times 25 \times 202.85 \Rightarrow P_{nerv} = 2123 \text{ KN}$$

**Poids de TVO (remblai) :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

Avec :  $S_{ner} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.60 \times 202.85 \Rightarrow S_{ner} = 121.71 \text{ KN}$

Donc :  $P_{TVO} = (377.23 - 121.71) \times (1 - 0.30) \times 17 \Rightarrow P_{TVO} = 3040.69 \text{ KN}$

**Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times e_{dalle} \times \rho_b = 377.23 \times 0.15 \times 25 \Rightarrow P_{dalle} = 1414.61 \text{ KN}$$

Enfin :

$$G_{rad} = 2829.23 + 2123 + 3040.69 + 1414.61 \Rightarrow G_{rad} = 9407.53 \text{ KN}$$

**B. Surcharge d'exploitation**

-Surcharge de bâtiment :  $Q_{bat} = 3986.77 \text{ KN}$

-Surcharge du radier :

$$Q_{rad} = Q_{RDC} \times S_{rad} = 5 \times 377.23 \Rightarrow Q_{rad} = 1886.15 \text{ KN}$$

**C. Poids total de la structure**

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 25771.11 + 9407.53 \Rightarrow G_T = 35178.64 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 3986.77 + 1886.15 \Rightarrow Q_T = 5872.92 \text{ KN}$$

**D. Combinaison d'action**

- Selon l'état limite ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 35178.64) + (1.5 \times 5872.92)$$

$$N_u = 56300.55 \text{ KN}$$

- Selon l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = (35178.64) + (5872.92) \Rightarrow N_s = 41051.56 \text{ KN}$$

## VII.4.3.4. Vérifications

## A. Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 0.9h_d = 27 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{56300.55 \times 1}{377.23} \times \frac{4.75}{2} = 354.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{354.5 \times 10^3}{1000 \times 270} \Rightarrow \tau_u = 1.31$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## B. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $Q_u$ : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).
- $h = 1 \text{ m}$  : L'épaisseur totale des nervures.
- $U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

Sous poteau :

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.45+0.45+2 \times 1] \Rightarrow U_c = 5.80 \text{ m}$$

Sous voile :

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.25+4.75+2 \times 1] \Rightarrow U_c = 14 \text{ m}$$

Donc :

Sous poteau

$$0.045 \times 5.80 \times 1 \frac{25000}{1.5} \Rightarrow N_u = 4350 \text{ kN.}$$

Sous voile

$$N_u = 0.045 \times 14 \times 1 \frac{25000}{1.5} \Rightarrow N_u = 10500 \text{ kN}$$

**C. Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

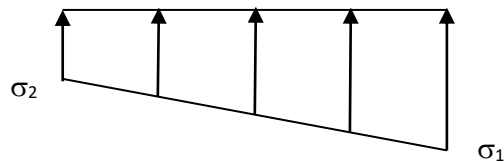
$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

- $\mathbf{M}_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;
- $\mathbf{T}_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;
- $\mathbf{h}$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



**Figure VI.3:** Diagramme des contraintes

Avec :

- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

**• Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

- $S_i$  : Aire du panneau considéré.
- $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{17.35}{2} \Rightarrow X_G = 8.675 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{19.35}{2} \Rightarrow Y_G = 9.675 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17.35 \times 19.35^3}{12} \Rightarrow I_{XX} = 10475.17 \text{m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{19.35 \times 17.35^3}{12} \Rightarrow I_{YY} = 8421.66 \text{m}^4$$

- **Sens longitudinal**

$$M_X = 402.207 + 1163.98 \times 1 \Rightarrow M_X = 1566.19 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56300.55}{377.23} + \frac{1566.19}{8421.66} \times 8.675 \Rightarrow \sigma_1 = 150.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56300.55}{377.23} - \frac{1566.19}{8421.66} \times 8.675 \Rightarrow \sigma_2 = 147.63 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150.86 + 147.63}{4} \Rightarrow \sigma_m = 150.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 150.05 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Selon l'état limite de service :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41051.56}{377.23} + \frac{1566.19}{8421.66} \times 8.675 \Rightarrow \sigma_1 = 110.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41051.56}{377.23} - \frac{1566.19}{8421.66} \times 8.675 \Rightarrow \sigma_2 = 107.21 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 110.44 + 107.21}{4} \Rightarrow \sigma_m = 109.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 109.63 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal**

$$M_Y = 290.17 + 799.1 \times 1 \Rightarrow M_Y = 1089.30 \text{ KN.}$$

- ❖ **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56300.55}{377.23} + \frac{1089.30}{10475.17} \times 9.675 \Rightarrow \sigma_1 = 150.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56300.55}{377.23} - \frac{1089.30}{10475.17} \times 9.675 \Rightarrow \sigma_2 = 148.24 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150.25 + 148.24}{4} \Rightarrow \sigma_m = 149.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149.74 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Selon l'état limite de service :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41051.56}{377.23} + \frac{1089.30}{10475.17} \times 9.675 \Rightarrow \sigma_1 = 109.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41051.56}{377.23} - \frac{1089.30}{10475.17} \times 9.657 \Rightarrow \sigma_2 = 107.82 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 109.83 + 107.82}{4} \Rightarrow \sigma_m = 109.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 109.33 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### **D. Poussée hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- **P** : Poids total à la base du radier.
- **F<sub>s</sub>=1.50**: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.
- **γ<sub>w</sub>= 10 kN/m<sup>3</sup>** : Poids volumique de l'eau.
- **h =1 m**: Profondeur de l'infrastructure.
- **S =377.23m<sup>2</sup>** : Surface du radier.

Donc :

$$56300.55 \text{ KN} \geq 5658.45 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

### **VII.4.3.5. Ferrailage du radier**

#### **A. Ferrailage du radier**

Dans le cadre du ferrailage du radier, les prescriptions du **BAEL 91, modifié en 99**, sont appliquées. Le radier est considéré comme un **plancher inversé soumis à une charge**

**uniformément répartie.** L'analyse est réalisée en utilisant la **méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.**

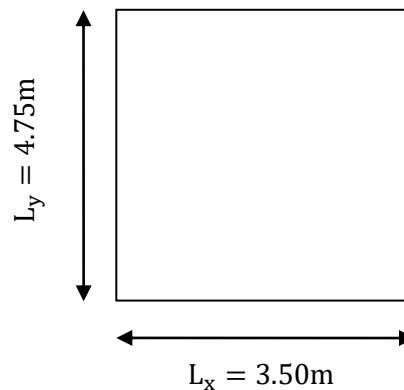
- **Identification du panneau le plus sollicité :**

#### Remarque

Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges similaires, il est nécessaire d'uniformiser le ferrailage afin d'en simplifier la mise en œuvre. Pour cela, les calculs seront effectués sur le panneau le plus sollicité, et le ferrailage ainsi déterminé sera généralisé à l'ensemble du radier. Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :

$$L_x = 3.50 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 4.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4.75} = \mathbf{0.74}$$



**$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens**

Lors du calcul du ferrailage, on doit retirer de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$  la contrainte associée au poids propre du radier, qui est directement soutenu par le sol.

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(150.86; 148.24) \Rightarrow \sigma_m = \mathbf{150.86 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(150.86 - \frac{9407.53}{377.23}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_u = \mathbf{126 \text{ KN/ml}}$$

- **Selon l'état limite de service :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(110.44 ; 107.82) \Rightarrow \sigma_m = \mathbf{110.44 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(110.44 - \frac{9407.53}{377.23}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_s = \mathbf{85.5 \text{ KN/ml}}$$

**B. Calcul à l'état limite ultime :**• **Calcul des sollicitations**

On a:  $\rho = 0.74$  et  $\nu = 0$

$$\Rightarrow \text{Al'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0634 \\ \mu_y = 0.494 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant**

Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0634 \times 126 \times 3.50^2 \Rightarrow M_{0x} = 97.86 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.494 \times 97.86 \Rightarrow M_{0y} = 48.34 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront ajustés en considérant un panneau intermédiaire, avec un coefficient de **-0,5 aux appuis** et de **0,75 en travée**.

❖ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 97.86 \Rightarrow M_{tx} = 73.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 48.34 \Rightarrow M_{ty} = 36.26 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 97.86 \Rightarrow M_{ax} = -48.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 48.34 \Rightarrow M_{ay} = -24.17 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

- **b = 100 cm**
- **h = 30 cm**
- **d = 27 cm**
- **C=5**

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
X-X	Appuis	48.93	0.048	0.975	SSA	4.28	6HA12=6.78	20
	Travée	73.40	0.071	0.964	SSA	6.49	6HA14=9.23	20
Y-Y	Appuis	24.17	0.024	0.988	SSA	2.08	5HA12=5.65	25
	Travée	36.17	0.035	0.983	SSA	3.13	5HA12=5.65	25

Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.

**C. Vérification à L'ELU**

- **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec :

- **ω<sub>0</sub>** : le taux d'armatures ⇒ ω<sub>0</sub> = 0.0006 → fe 500

$$A_{min} \geq 0.0006 \times \frac{3 - 0.74}{2} \times 100 \times 30 \Rightarrow A_{min} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
X-X	Appuis	6.78	2.04	Condition vérifiée
	Travée	9.23		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	5.65		Condition vérifiée
	Travée	5.65		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

**D. Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99)**

L'espacement entre les armatures d'une même nappe ne doit pas aller au-delà des valeurs suivantes, h désignant l'épaisseur totale de la dalle.

Suivant (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**E. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)**

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} \Rightarrow \phi_{\max} \leq 30 \text{ mm}$$

$\Phi_{\text{adopté}} = 14 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**F. Calcul et vérification à l'ELS**

On a:  $\rho = 0.74$  et  $v = 0.2$

$$\Rightarrow \text{Al'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.632 \end{cases}$$

• **Moments fléchissant**

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0696 \times 85.5 \times 3.50^2 \Rightarrow M_{0x} = 73 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.632 \times 73 \Rightarrow M_{0y} = 46.07 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 73 \Rightarrow M_{tx} = 55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 46.07 \Rightarrow M_{ty} = 34.55 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 73 \Rightarrow M_{ax} = -36.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 46.07 \Rightarrow M_{ay} = -23.04 \text{ KN.m}$$

**G. Vérification des contraintes**

• **Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As(cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	K <sub>1</sub>	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	6.78	36.5	0.253	0.920	216.72	434.78	47.5	4.56	15	Cv
	Travée	9.23	55	0.341	0.909	242.8	434.78	39.95	6.08	15	Cv
Y-Y	Appuis	5.65	23.04	0.21	0.974	155.07	434.78	52.57	2.95	15	Cv
	Travée	5.65	34.55	0.21	0.974	232.53	434.78	52.57	4.42	15	Cv

**Tableau VII.6 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

## VII.4.3.6. Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme une console soumise à une charge répartie de façon uniforme. Le calcul sera réalisé pour une bande d'une longueur de 1 mètre

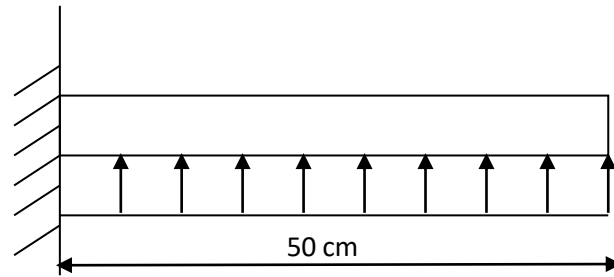


Figure VI.4: Schéma statique du débord.

## A. Sollicitation de calcul

- Selon l'état limite ultime :

$$P_u = q_u = 126 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-126 \times 0.50^2}{2} \Rightarrow M_u = -15.75 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $M_u = 15.75 \text{ KN.m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15.75 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.015$$

$\mu = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{15.75 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 434.78} \Rightarrow A_t = 1.5$$

## Remarque :

"Les armatures prévues pour la dalle sont plus importantes que celles requises pour le débord. Afin d'assurer une cohérence dans le ferrailage, elles seront prolongées pour servir également de ferrailage pour le débord."

### VII.4.3.7. Ferrailage de la nervure :

"Afin de prévenir tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures disposées dans les deux directions. Ces nervures seront conçues comme des poutres continues sur appuis multiples, recevant les charges transmises par les dalles. Les réactions du sol seront modélisées sous forme de charges réparties triangulaires et trapézoïdales appliquées sur les nervures."

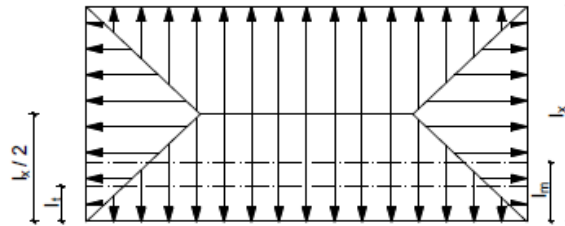


Figure VI.5 : Présentation des chargements simplifiés

#### A. Cas de chargement triangulaire :

-Moment fléchissant :  $l_m = 0.333 \times l_x$

-Effort tranchant :  $l_t = 0.25 \times l_x$

#### B. Cas de chargement trapézoïdal :

-Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

-Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

Avec :

- Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Efforts tranchants :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

**Remarque :** Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

C. Sens longitudinal :

Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$
12	(A-B)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(B-C)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	
23	(A-B)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(B-C)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	
34	(A-B)	3	4.75	0.63	Triangulaire	0.99	0.75	126	85.5	124.74	249.48	84.65	169.3	94.5	189	64.13	128.26
	(B-C)	3	4.75	0.63	Triangulaire	0.99	0.75	126	85.5	124.74		84.65		94.5		64.13	
45	(A-B)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(B-C)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	
56	(A-B)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(B-C)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	

Tableau VII.7: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

D. Sens transversal :

Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	$I_m$	$I_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$
AB	(1-2)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(2-3)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	
BC	(1-2)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(2-3)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	
CD	(1-2)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(2-3)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	
DE	(1-2)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42	294.84	100.75	201.5	110.25	220.5	74.81	149.62
	(2-3)	3.5	4.75	0.74	Triangulaire	1.17	0.875	126	85.5	147.42		100.75		110.25		74.81	

Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

E. Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)

- Sens longitudinal (x-x)

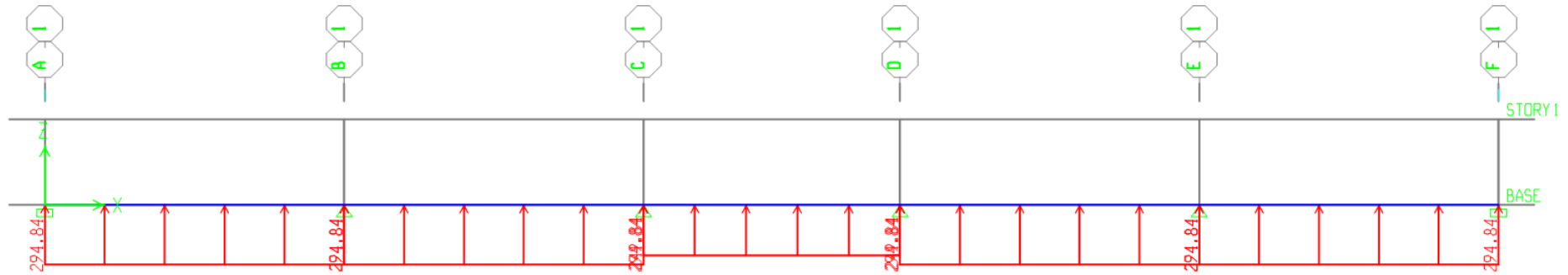


Diagramme VII.1: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).

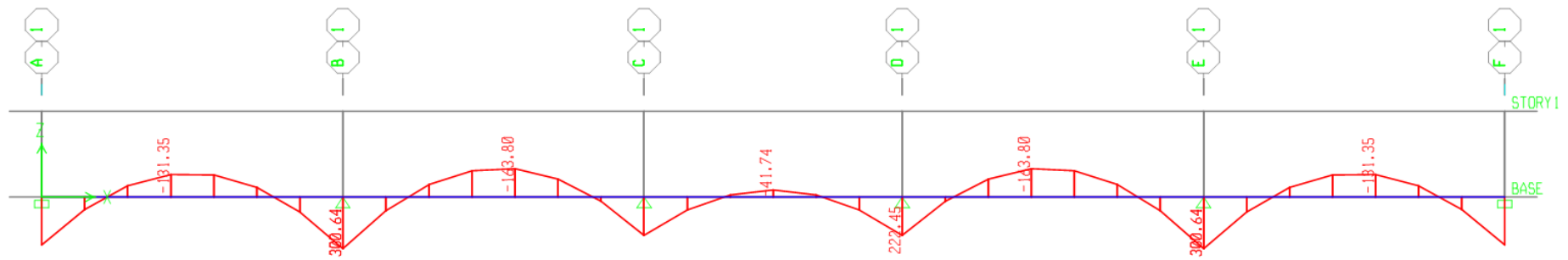


Diagramme VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

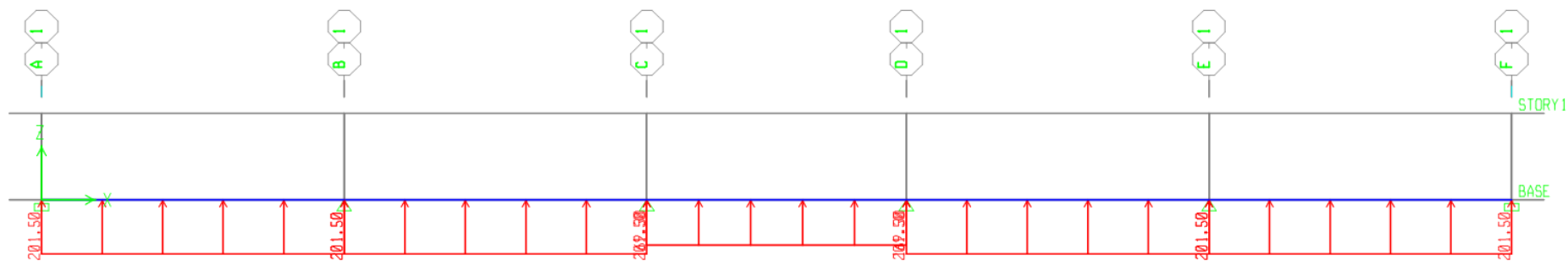


Diagramme VII.3: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

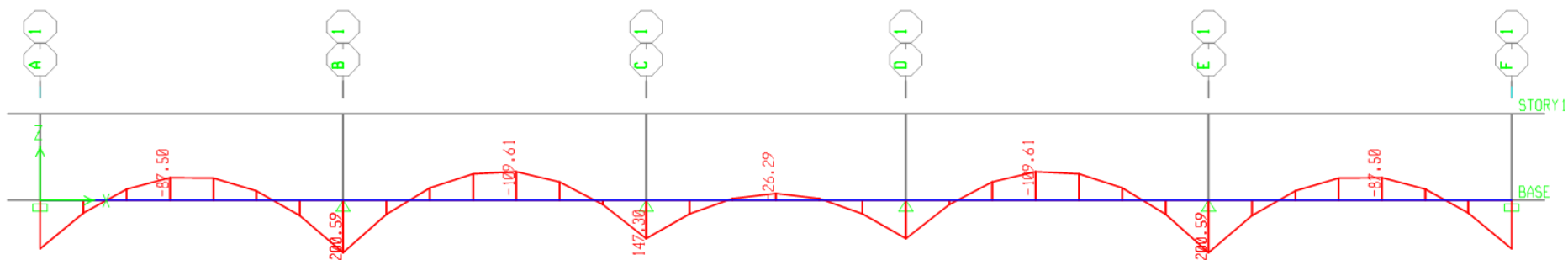


Diagramme VII.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).

- Sens transversal (y-y) :

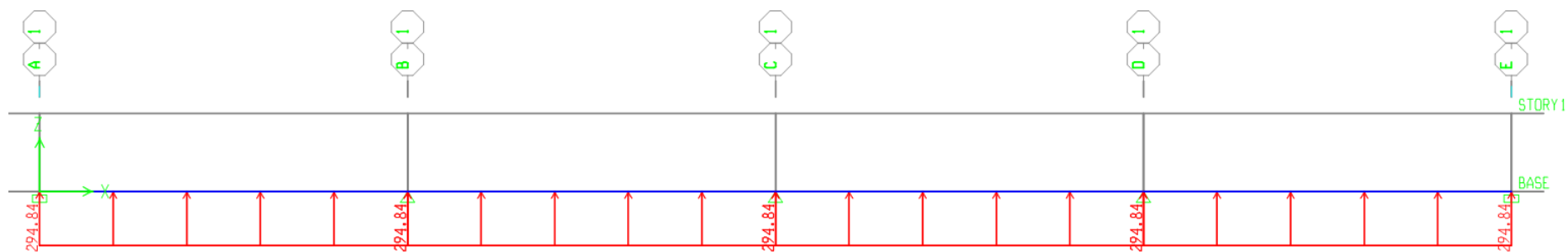


Diagramme VII.5: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

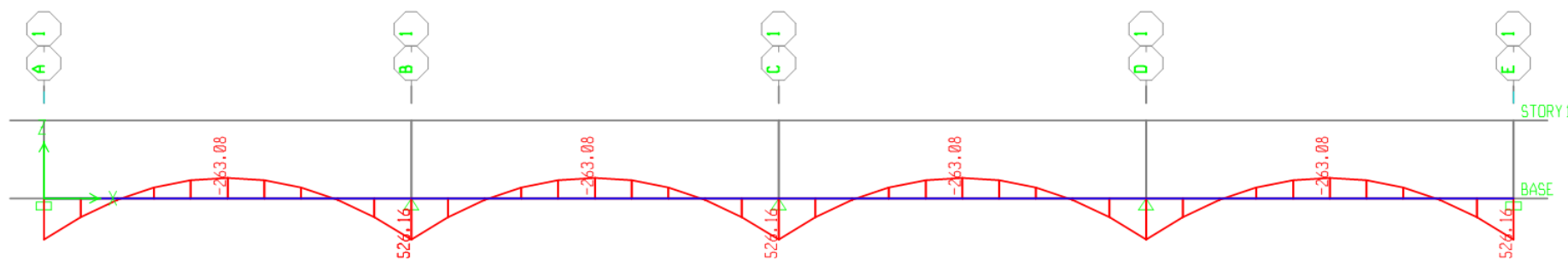


Diagramme VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).

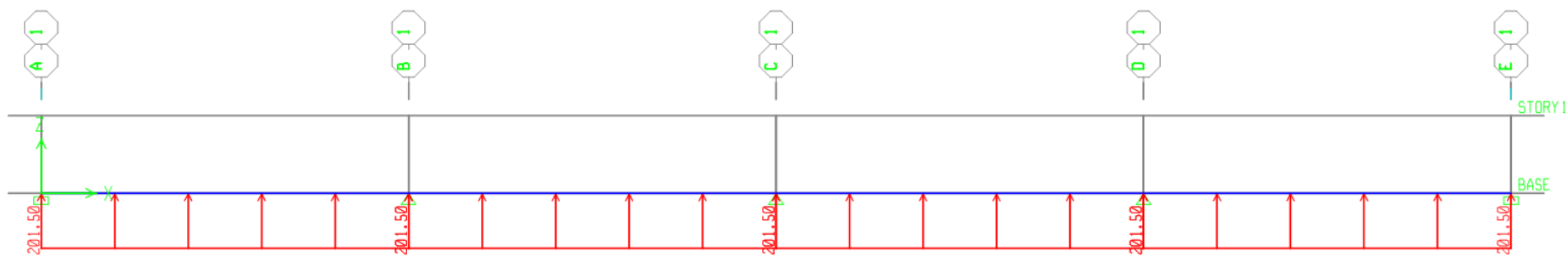


Diagramme VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

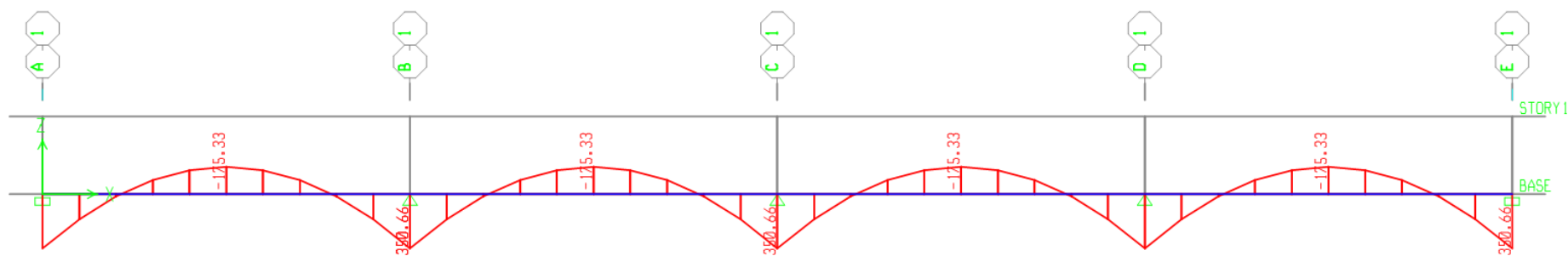


Diagramme VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).

F. Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS)

- Sens longitudinal (x-x)

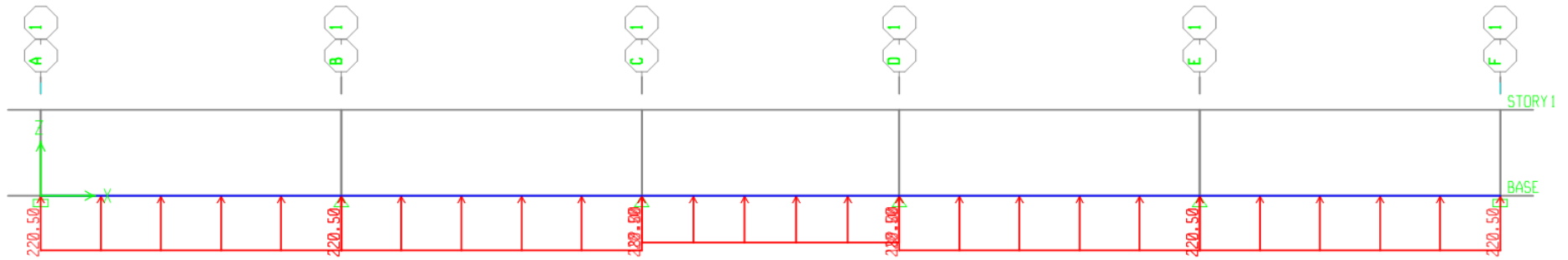


Diagramme VII.9: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).

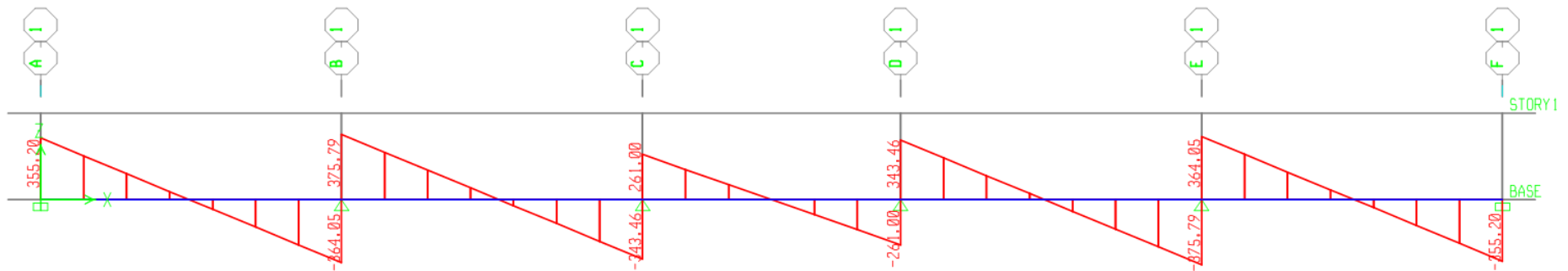


Diagramme VII.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).

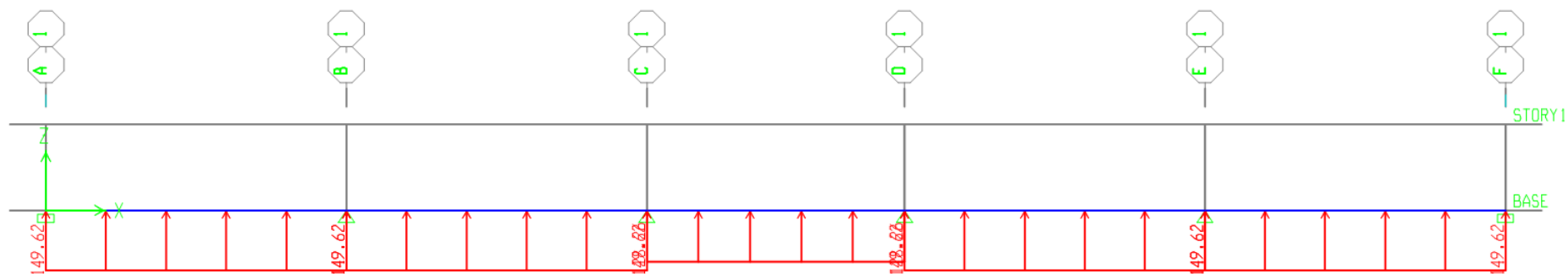


Diagramme VII.11: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

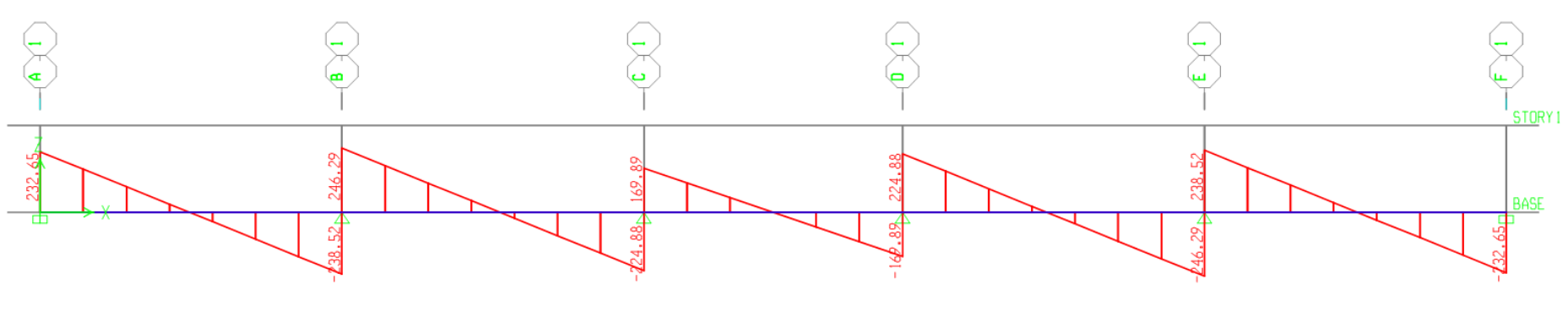


Diagramme VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).

- Sens transversal (y-y) :

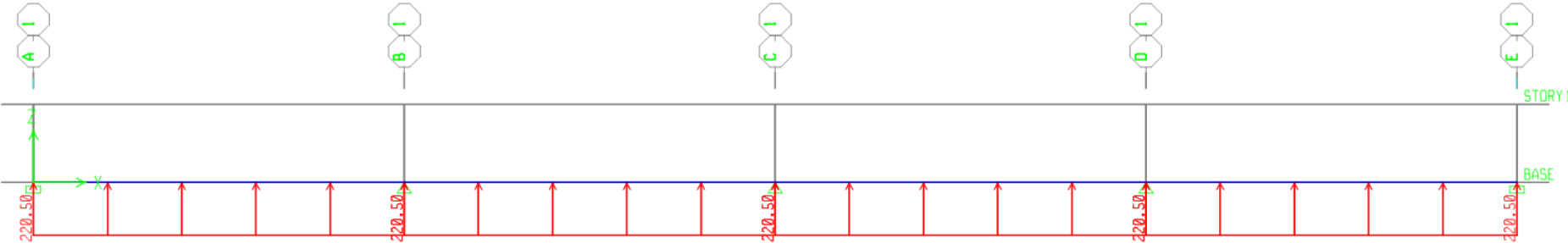


Diagramme VII.13: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

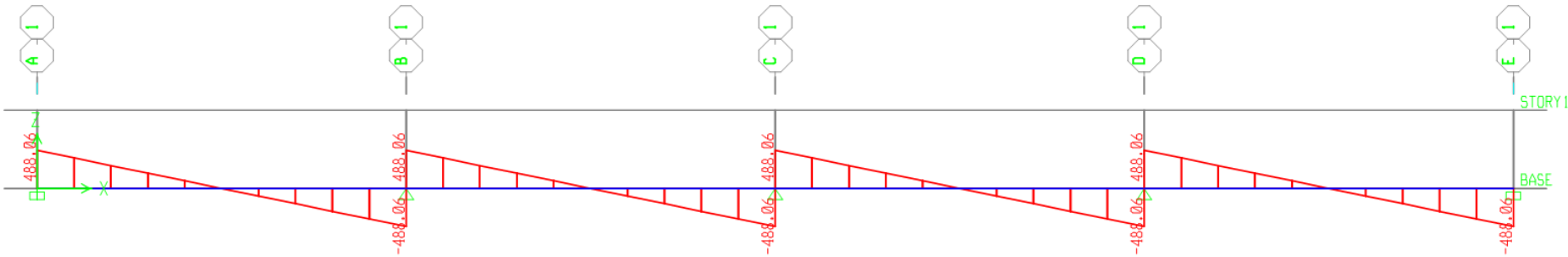


Diagramme VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).

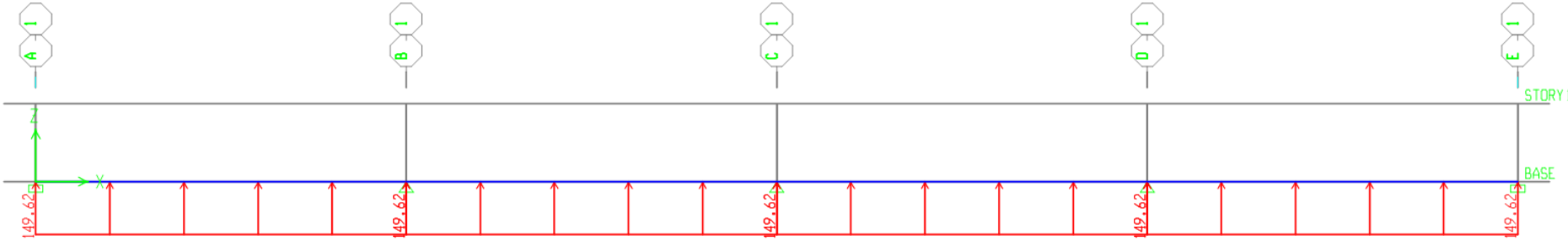


Diagramme VII.15: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

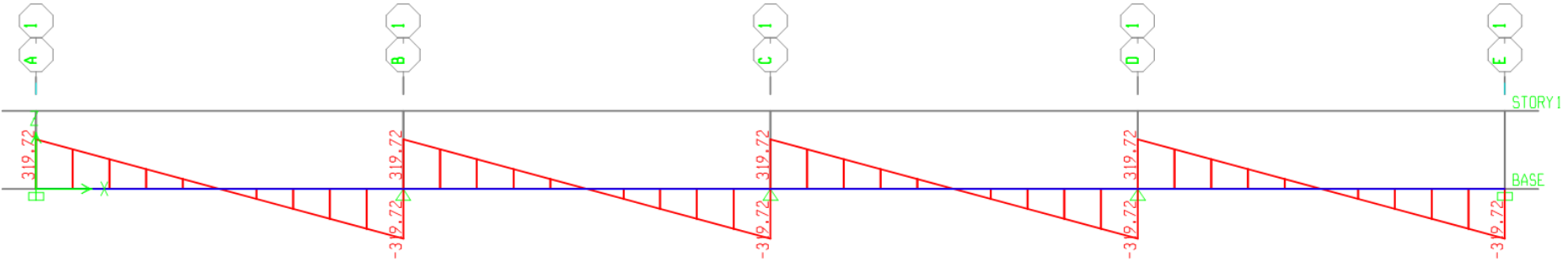


Diagramme VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\max}$ (KN.m)	300.64	200.59	526.16	350.06
$M_{t\max}$ (KN.m)	163.80	109.61	263.08	175.33
$T_{\max}$ (KN)	375.79	238.52	488.06	319.72

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

- Calcul des Armatures

- ❖ Armatures longitudinales

Avec :  $b=60$  cm  $d=95$  cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

- ❖ Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\text{adop}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 95 \times \frac{2.1}{500} \Rightarrow A_{\text{min}} = 5.51 \text{cm}^2$$

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	Section	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
X-X	Appuis	300.64	SSA	7.43	5.51	6HA20 (fil) =18.85
	Travée	-163.80	SSA	4.01		6HA20 (fil) = 18.85
Y-Y	Appuis	526.16	SSA	13.22		6HA20(fil) + 6HA16(chap) =30.91
	Travée	-263.08	SSA	6.49		6HA20 (fil) = 18.85

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure

- Vérification des recommandations exigées par le RPA :

- Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.6%** de la section du béton :  $0.6\% \times b \times h$

$$A_{\text{min}}=60 \times 100 \times 0.006= 36 \text{cm}^2$$

	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation $A_{adop} > A_{min}$
X-X	12HA20=37.7	36	CV
	12HA20=37.7		CV
Y-Y	12HA20+6HA10=49.76		CV
	12HA20=37.7		CV

**Tableau VII.11 :** Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA

**Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 24/ version 2024)**

- **Espacement des armatures transversales**

Zone nodale :

$$S_{t \max} \leq \min (h/4, 24\phi; 17.5; 6 \phi) = \min ( 100/4, 24 \times 1.2; 17.5; 6 \times 2) \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 10$$

Zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 100/2 = 50 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$$S_{t \max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (85.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \max} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \max \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_{t \max} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de peau : (Art. A.8.3/ BAEL 91 modifiée 99)**

"Les armatures de peau, disposées parallèlement à l'axe principal des poutres, limitent l'apparition de larges fissures en dehors des zones renforcées. Pour une nervure d'une hauteur de 100 cm, la quantité d'armatures de peau requise est la suivante :"

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml} \times 1} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

**Sens longitudinal :  $T_u^{\max} = 375.79 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{375.79 \times 10^3}{600 \times 950} \Rightarrow \tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal :  $T_u^{\max} = 488.06 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{488.06 \times 10^3}{600 \times 950} \Rightarrow \tau_u = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- $\psi_s$  : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

**Sens des petites portées :**

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum u_i = 376.8 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{375.79 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 376.8} \Rightarrow \tau_{se} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.17 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**Sens des grandes portées :**

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum u_i = 376.8 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{488.06 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 376.8} \Rightarrow \tau_{se} = 1.52 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.52 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- **Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)**

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1) = \min (2.86 ; 6 ; 2) \Rightarrow \Phi t \leq 2\text{cm.}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en  $\phi 12$  avec  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 24)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3.6$$

$3.6 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### ❖ Vérification a l'ELS

- **Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]**

"La nervure est un élément particulièrement exposé aux effets des intempéries. De ce fait, toute fissuration est considérée comme nuisible. Il est donc essentiel de veiller au respect des conditions suivantes :

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

-La contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

Sens	Zone	As(cm <sup>2</sup> )	Ms	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	18.85	200.59	120.8	201.63	2.98	15	CV
	Travée	18.85	-109.61	16.2	201.63	0.40	15	CV
Y-Y	Appuis	30.91	350.06	130.9	201.63	4.3	15	CV
	Travée	18.85	-175.33	25.8	201.63	0.65	15	CV

**Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS**

- **Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (Article 5.5 du RPA-2024):**

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage soumis a des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

**Combinaisons d'actions utilisées :**

$$G + \Psi Q \pm 1.4E1$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E2$$

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

- **Sens XX :**

**Moment stabilisant :**  $M_S = P \times \frac{L}{2} \Rightarrow M_S = 25771.11 \times \frac{17.35}{2} \Rightarrow M_S = 305174.7 \text{ KN.m}$

- P: (poids sismique de la structure + le poids du radier) avec la combinaison (G +  $\Psi$ Q)
- $L_x = 17.35\text{m}$

**Moment renversant :**  $M_R = \Sigma (F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 + \dots + F_8 \times h_8)$

- F : La Force sismique.
- h : la hauteur d'étage.

**$M_R = 76694.29 \text{ KN.m}$**

**Vérification :**

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3 \Rightarrow \frac{305174.7}{76694.29} = 3.979 \geq 1.3 \Rightarrow \text{Condition verfiée}$$

- **Sens YY :**

$M_S = P \times \frac{L}{2} \Rightarrow M_S = 35178.64 \times \frac{19.35}{2} \Rightarrow M_S = 340353.342 \text{ KN.m}$

- $L_x = 19.35\text{m}$

$M_R = \Sigma (F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 + \dots + F_8 \times h_8)$

- F : La Force sismique.
- h : la hauteur d'étage.

**$M_R = 90516.53 \text{ KN.m}$**

**Vérification :**

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3 \Rightarrow \frac{340353.342}{90516.53} = 3.76 \geq 1.3 \Rightarrow \text{Condition verfiée}$$

**Conclusion :**

En conclusion, l'étude géotechnique indique que le bon sol se trouve à 2 mètres de profondeur, tandis que l'étude de génie civil prévoit une hauteur de nervure de 1 mètre. D'un point de vue économique, il serait envisageable de procéder à un terrassement général de 60 cm sur l'ensemble du terrain, permettant ainsi d'atteindre une profondeur totale de 1,10 mètre, comprenant 1 mètre pour les nervures et 10 centimètres pour le béton de propreté.

**Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant**

La dalle du radier (y compris les débords)

- **Sens X-X**

En travée (Lit supérieur) : 6HA14/ml (St= 20 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA12/ml (St= 20 cm).

- **Sens Y-Y**

En travée (Lit supérieur) : 5HA12/ml (St= 25 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12/ml (St= 25 cm).

Les nervures

- **Sens des petites portées**

Armatures supérieures (En travée) : 6HA 20 (fil).

Armatures inférieures (Aux appuis) : 6HA20 (fil)

- **Sens des grandes portées**

Armatures supérieures (En travée) : 6HA 20 (fil).

Armatures inférieures (Aux appuis) : 6HA 20 (fil) + 6HA16 (chap).

Armatures de peau :

**2HA14** (Pour toutes les nervures).

Armature transversale : 4HA12

**Dans la zone nodale : St = 10cm**

**Dans la zone courante St = 20cm**

# ***Chapitre VIII***

*Etude du mur plaques*

## Introduction :

Le mur-plaques est un ouvrage de soutènement conçu pour retenir le sol ainsi que les surcharges appliquées. Son dimensionnement nécessite l'analyse et la détermination de la répartition des contraintes qu'il subit où qu'il génère.

### VIII.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :

Conformément au RPA, les structures situées en dessous du niveau de base doivent être équipées d'un voile périphérique continu, s'étendant du niveau de fondation jusqu'au niveau de base. Ce voile doit répondre aux exigences suivantes :

- Avoir une épaisseur minimale de 20 cm ;
- Comporter deux nappes d'armatures ;
- Présenter un taux d'armature minimal de 0,1 % dans les deux directions (horizontale et verticale)  $A_{min} = 0.10\% \cdot b \cdot h$
- Les armatures ne doivent pas compromettre de manière significative la rigidité du voile.

#### VIII.1.1. Méthode de calcul :

Le mur-plaques sera modélisé comme un ensemble de dalles continues, encastées au niveau des fondations et simplement appuyées sur les poteaux et les poutres.

#### VIII.1.2. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont  $\Sigma_h$  et  $\sigma_v$  el que:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = (\gamma \times h + q)$$

Avec :  $K_0$ : coefficient de poussée des terres (1-sin)

$\sigma_h$ : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$ : Contrainte verticales.

$\varphi$ : Angle de frottement interne

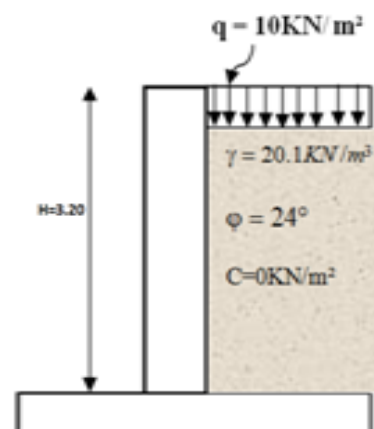


Figure VIII.1 : Schéma statique du mur plaque

• **Caractéristiques du sol :**

Poids spécifique :  $\gamma = 20.1 \text{KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 24$

Cohésion :  $C = 0 \text{KN} / \text{m}^2$

$q = 1 \text{t} / \text{m}^2 = 10 \text{KN} / \text{m}^2$  (surcharge éventuelle)

La contrainte admissible de sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .

$\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.

$\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

Type de sol	Poussée	Butée
Sol frottant ( $\varphi \neq 0, c = 0$ )	$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \times \sigma_v$
Sol cohérent ( $\varphi = 0, c \neq 0$ )	$\sigma_a = \sigma_v - 2 c_u$	$\sigma_p = \sigma_v + 2 c_u$
Sol frottant et cohérent ( $\varphi \neq 0, c \neq 0$ )	$\sigma_a = K_a \times \sigma_v - 2 c_u \sqrt{K_a}$	$\sigma_p = K_p \times \sigma_v - 2 c_u \sqrt{K_p}$

Avec :

$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow$  Pour la poussée.

$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow$  Pour la butée .

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

• **Calcul des sollicitations :**

Dans notre cas on a un sol frottant ( $\varphi \neq 0, c = 0$ ) notre voile est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres.

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.421$$

❖ **ELU :**

$$\sigma H = K_a \times \sigma V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma H_1 = 0.421(1.35 \times 20.1 \times 0 + 1.5 \times 10) = 6.31 \text{ kn/m}^2$$

$$h=3.20 \rightarrow \sigma H_1 = 0.421(1.35 \times 20.1 \times 3.20 + 1.5 \times 10) = 42.87 \text{ kn/m}^2$$

❖ **ELS :**

$$\sigma H = K_a \times \sigma V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma H_1 = 0.421( \times 20.1 \times 0 + 10) = 4.21 \text{ kn/m}^2$$

$$h=3.20 \rightarrow \sigma H_1 = 0.421(20.1 \times 3.20 + 10) = 31.29 \text{ kn/m}^2$$

## ❖ Diagramme des contraintes :

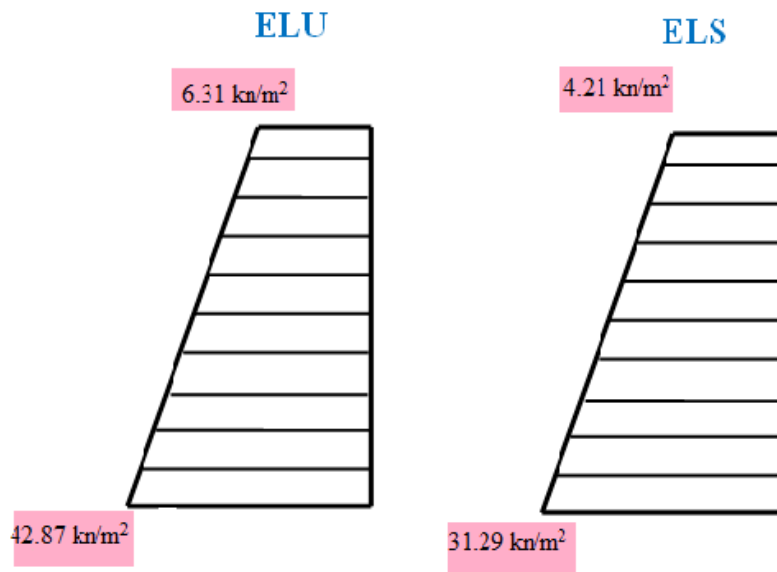


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

Pour une bande de 1m

$$\text{ELU : } qu = \frac{3\sigma h^2 + \sigma h^3}{4} \times 1 = \frac{3 \times 42.87 + 6.31}{4} = 33.37 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } qs = \frac{3\sigma h^2 + \sigma h^3}{4} \times 1 = \frac{3 \times 31.29 + 4.21}{4} = 24.52 \text{ kn/ml}$$

## VIII.2. Ferrailage du mur plaque :

## • Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera assimilé à un ensemble de dalles continues, encastré à la base et semi-encastré sur les trois autres côtés :

- **Encastrement total** au niveau de l'infrastructure ;
- **Semi-encastrement** au niveau des poteaux et des poutres.

Ce voile est soumis principalement à un moment de flexion généré par la pression latérale exercée par les terres.

## • Détermination des moments :

Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les deux grands cotés : 0.3
- appuie de rive

La détermination des moments de flexion se sera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive dont, l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour

Tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appui : 0.3

• **Identification des panneaux :**

$$\text{On a: } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{320}{475} = 0.675 > 0.4 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{iltravailleselon 2 sens}$$

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$$\text{Dans notre cas : } \rho = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0720 \\ \mu_y = 0.395 \end{cases}$$

( $\nu = 0$  à l'ELU;  $\nu = 0,2$  à l'ELS).

• **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 33.37 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0720 \times 33.37 \times 3.20^2 \\ M_0^x = 24.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.395 \times 24.6 \\ M_0^y = 9.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 24.6 \Rightarrow M_t^x = 20.91 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 9.72 \Rightarrow M_t^y = 8.262 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 24.6 = -7.38 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 9.72 = -2.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_t^x = 20.91 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.91 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.051 < \mu_l = 0.372 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.051 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.91 \times 10^3}{0.974 \times 17 \times 416.78} = 3.03 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5.65 \text{cm}^2}$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$M_t^y = \mathbf{8.262 \text{KN.m}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.262 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.020 < \mu_l = 0.372 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.262 \times 10^3}{0.990 \times 17 \times 416.78} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5.65 \text{cm}^2}$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Recommandation du RPA : (Art 10-1-2) :**

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% b.h dans les deux sens (Horizontal et vertical).

$$A_{min} > 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de **HA8**.

b = 1 m = 100 cm ;

h : épaisseur du voile = 20 cm

Sens	MU(kn.m)	$\mu_u$	$\beta$	OBS	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	A adp (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
X-X	MA=20.91	0.051	0.974	SSA	2	3.03	<b>5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup></b>	20
	Mt=8.262	0.020	0.990	SSA	2	1.18	<b>5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup></b>	20
Y-Y	Ma=7.38	0.018	0.991	SSA	2	1.05	<b>5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup></b>	20
	Mt=2.92	0.007	0.996	SSA	2	0.42	<b>5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup></b>	20

• **Vérification à l'ELU :**

**A. Condition de non fragilité (ArtB.7, 4/BAEL91):**

$$W_x \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right), \quad W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

- $W_0$ : Taux d'armatures dans chaque direction=0.0008 Acier HA FeE500)
- $A_x$  : section minimale d'armature.
- $b \times h$ : Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.67$

En travée :

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \left(\frac{3 - 0.67}{2}\right) = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.86 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.67}{2}\right) = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.86 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

**Conclusion :** La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**B. Vérification au cisaillement (BAEL91modifié99, Art5.2.2) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \tau = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5} ; 4MPa \right\} = 2.5 \text{ MPa} :$

• **Effort tranchant :**

Suivant l<sub>x</sub>:

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{33.37 \times 4.75 \times 3.20}{3 \times 4.75} \Rightarrow V^{max} = 35.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{35.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.21 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 0.21 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

Suivant ly :

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{33.37 \times 4.75 \times 3.2}{2 \times 4.75 + 3.20} \Rightarrow V^{max} = 39.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \cdot d} = \frac{39.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.23 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 0.23 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée

• **Recommandation du RPA : (Art 10-1-2) :**

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% b.h dans les deux sens (Horizontal et vertical)

$$A_{min} > 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions vérifiées

• **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 24.52 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0777 \times 24.52 \times 3.20^2 \\ M_0^x = 19.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.552 \times 19.5 \\ M_0^y = 10.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 19.50 \Rightarrow M_t^x = \mathbf{16.58KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 10.72 \Rightarrow M_t^y = \mathbf{9.112KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 16.58 = \mathbf{-4.974KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 9.112 = \mathbf{-2.734KN.m} \end{cases}$$

**C. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, (110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\eta\right) = \mathbf{1.6BarresHA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, (110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) \rightarrow \min(266.6 ; 201.63) \rightarrow$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \mathbf{201.63 MPa}$$

En travée :  $M_t = \mathbf{16.58KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0.33 \rightarrow \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{16.58 \times 1000}{5.65 \times 0.910 \times 17} = \mathbf{189.7 MPa}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{189.7MPa} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{201.63MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{189.7}{40.56} = \mathbf{4.68MPa} \rightarrow k_1 = 40.56$$

$$\overline{\sigma_{bc}} 0.6f_{c28} = \mathbf{15 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.68MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15MPa}$$

Aux appuis :  $M_t = 4.974 \text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0.33 \rightarrow \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4.975 \times 1000}{5.65 \times 0.910 \times 17} = 56.71 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 56.71 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{56.71}{40.56} = 1.4 \text{MPa} \rightarrow k_1 = 40.56$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.4 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

# *Conclusion générale*

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a constitué une expérience particulièrement enrichissante. Il m'a permis non seulement de synthétiser les connaissances acquises au cours de ma formation, en établissant un lien concret entre la théorie et la pratique, mais également de me familiariser avec divers logiciels de calcul et de dessin. Ce travail a offert l'opportunité d'appliquer directement plusieurs notions enseignées dans des disciplines clés telles que la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux ou encore la mécanique des sols.

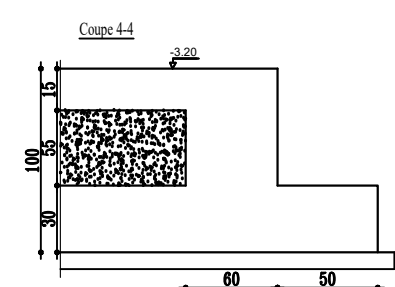
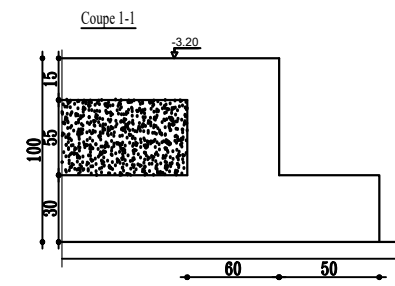
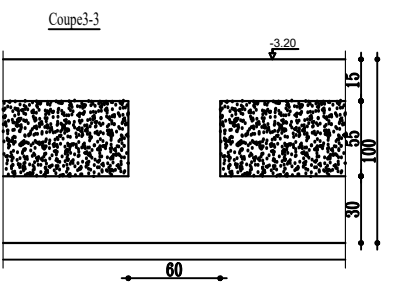
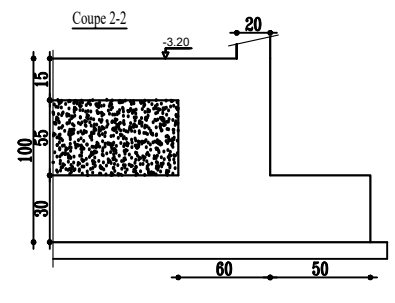
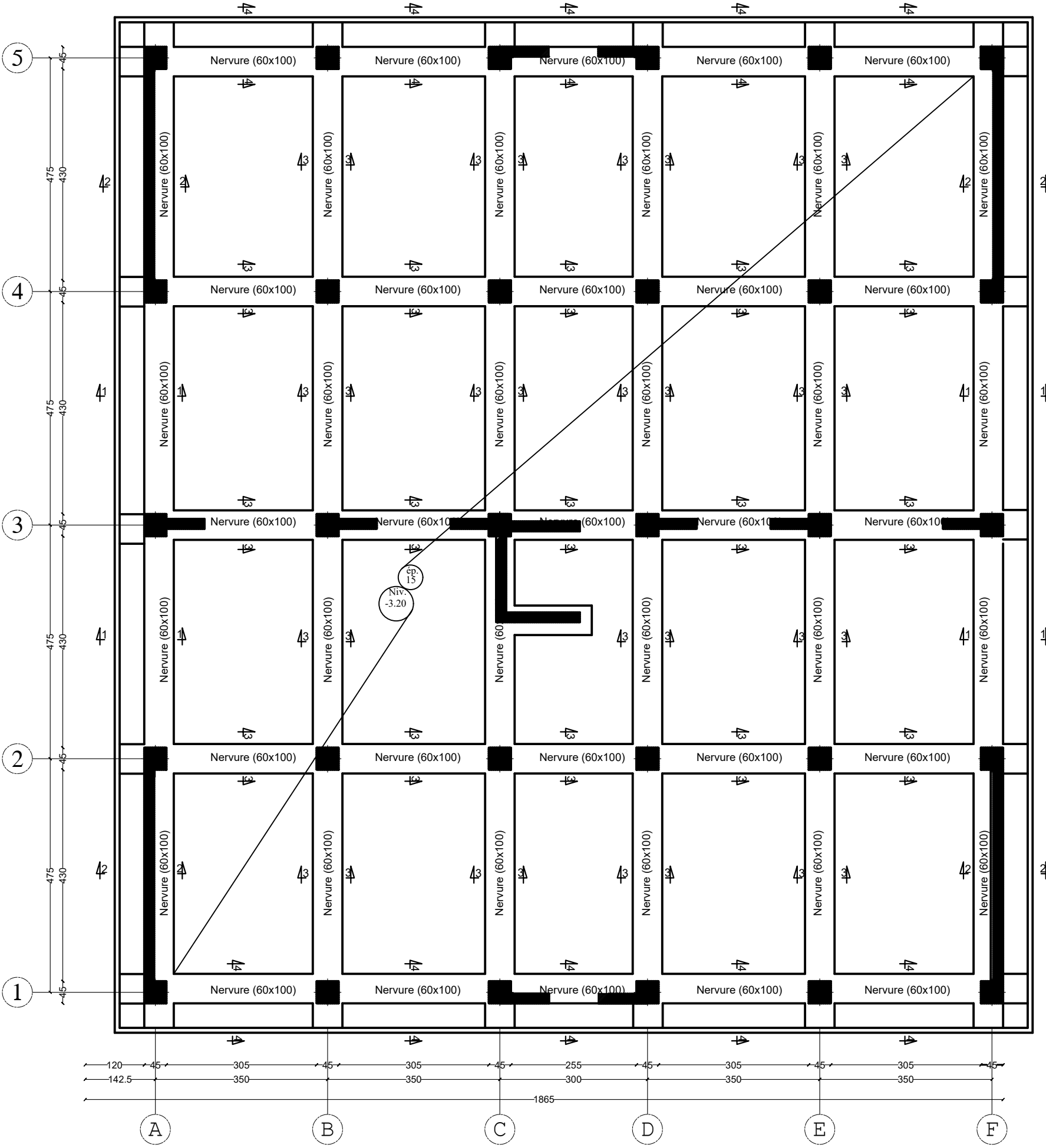
Par ailleurs, les recherches bibliographiques menées tout au long de ce projet ont considérablement enrichi mes connaissances et m'ont permis d'explorer de nouveaux aspects du génie civil. Les échanges avec les ingénieurs et techniciens rencontrés ont également été d'un grand apport, apportant un éclairage précieux sur les réalités du terrain.

Ce travail m'a également fait prendre conscience qu'un ingénieur en génie civil ne peut se limiter à l'approche théorique. Il doit impérativement veiller à l'adéquation entre les calculs et les exigences pratiques, lesquelles reposent sur des critères essentiels :

- La résistance,
- La durabilité
- L'économie.

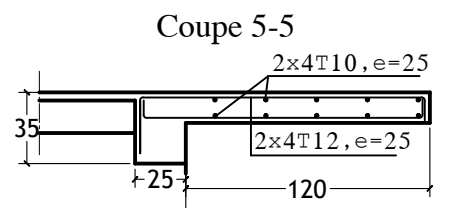
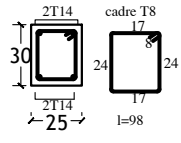
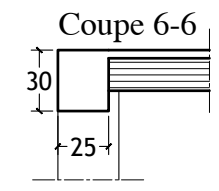
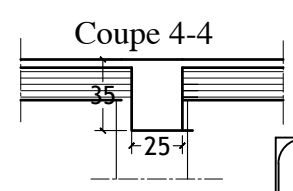
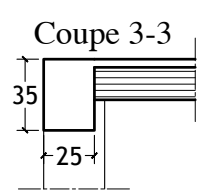
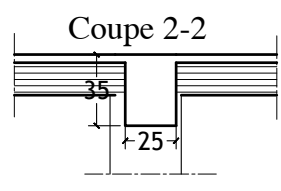
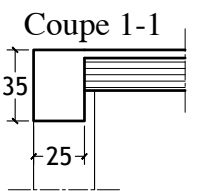
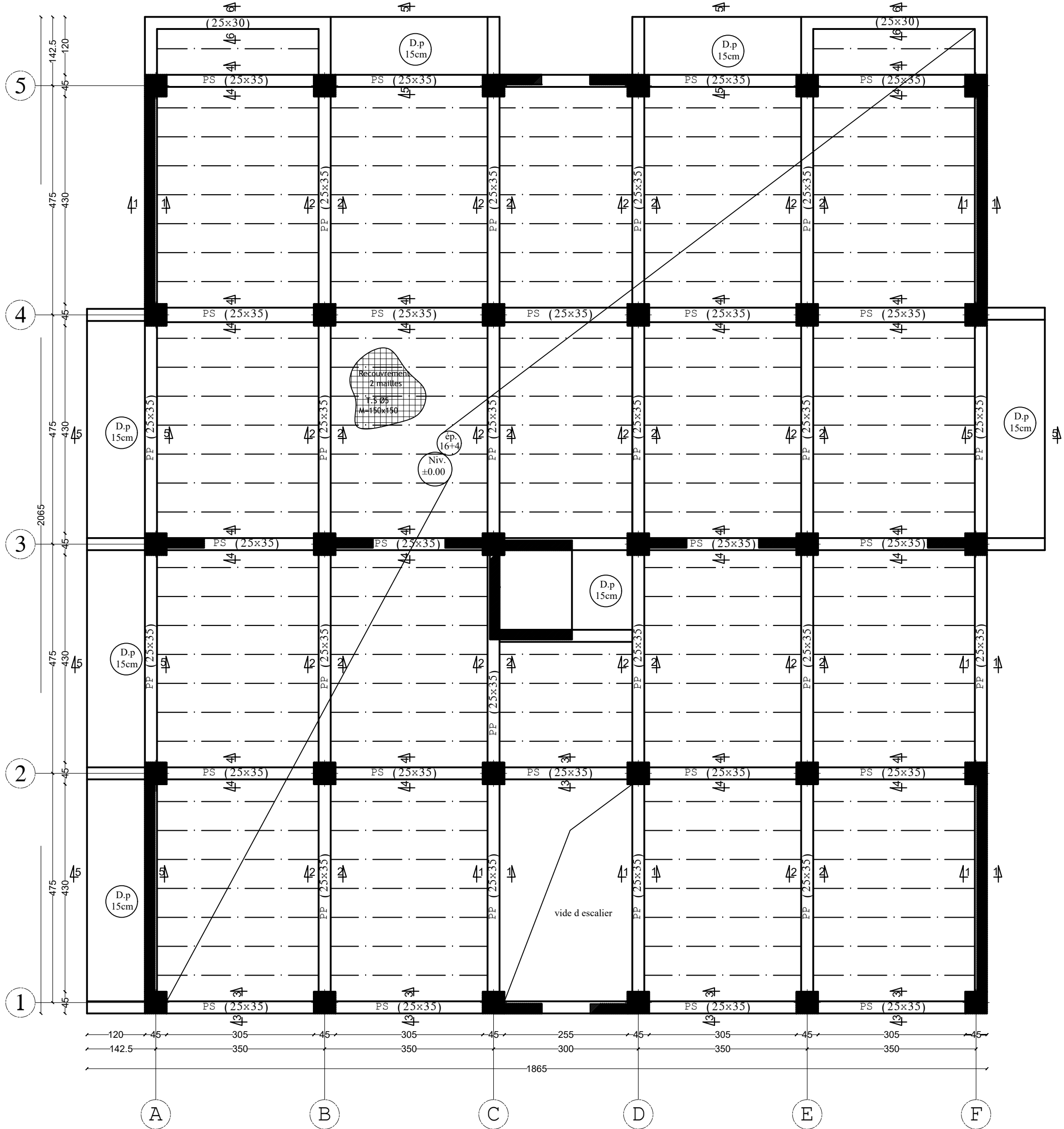
J'espère sincèrement que ce modeste travail pourra servir de référence utile aux futures promotions et contribuer à enrichir leur parcours.

COFFRAGE FONDATION NIV -3.20



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr:ALICHE Amar	Titre: COFFRAGE FONDATION	Echelle:1/50;1/25
Etudié par : Mr :SABOUN Mourad		Planche N° :
		Promotion 2025

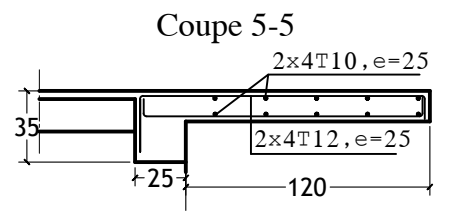
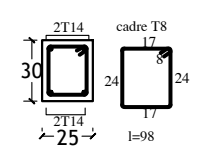
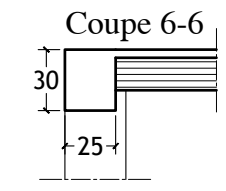
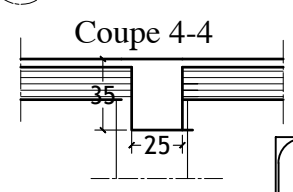
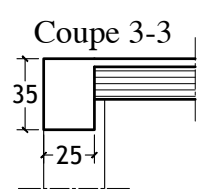
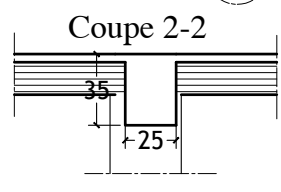
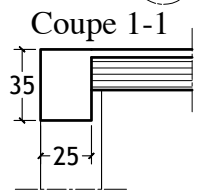
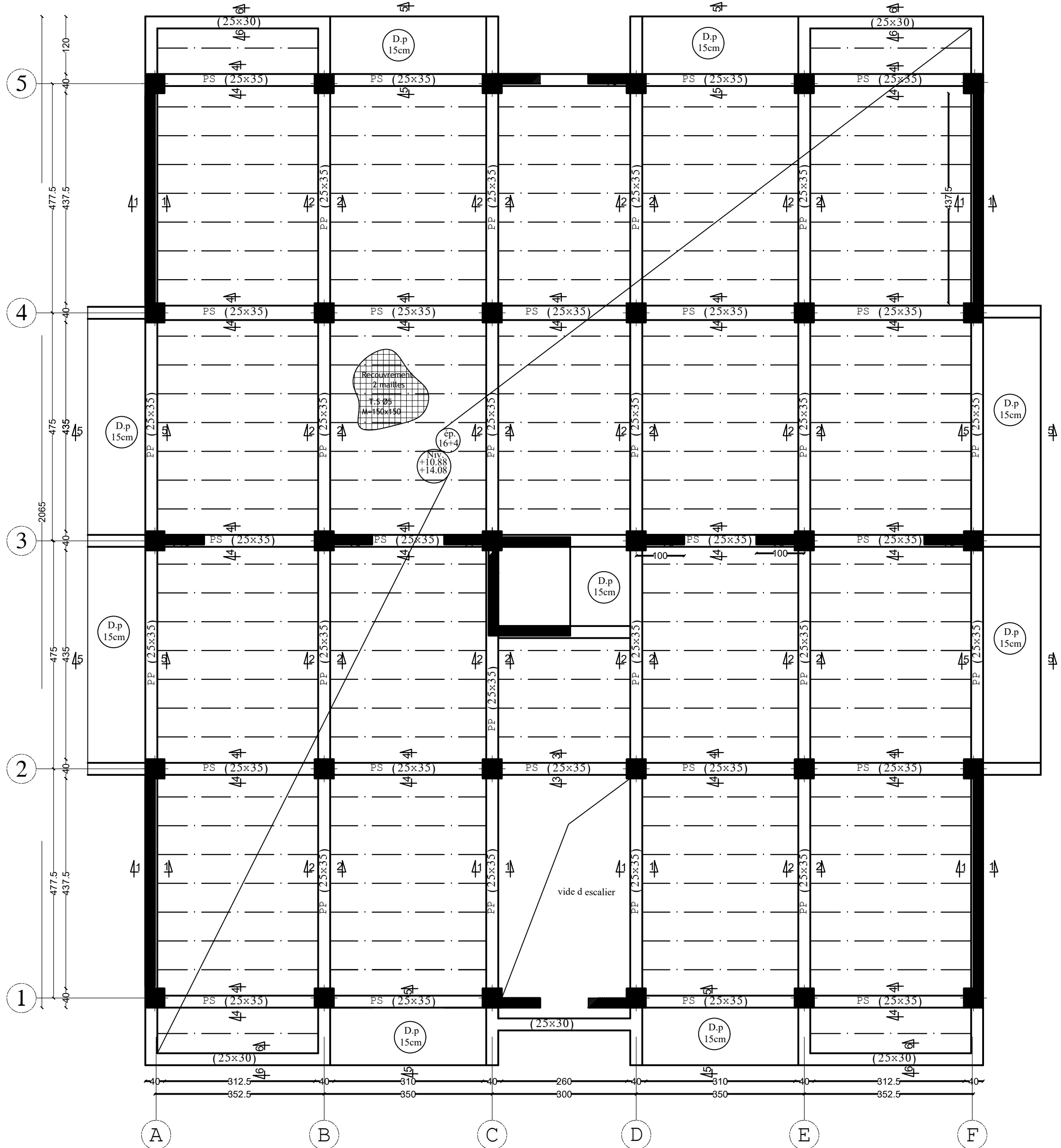
COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00 -SOUS SOL



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr :ALICHE Amar	Titre: <b>COFFRAGE PLANCHER</b> NIV ±0.00	Echelle:1/50;1/25
Etudié par : Mr :SABOUN Mourad		Planche N° :
		Promotion 2025

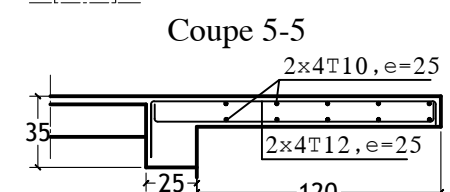
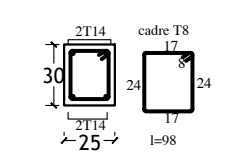
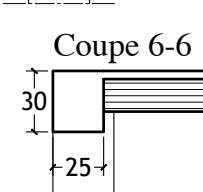
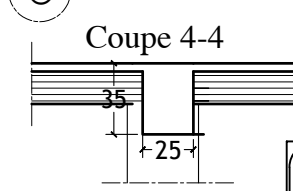
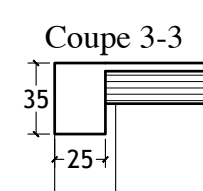
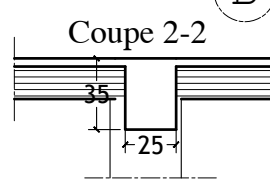
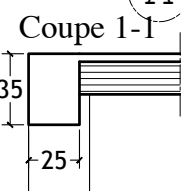
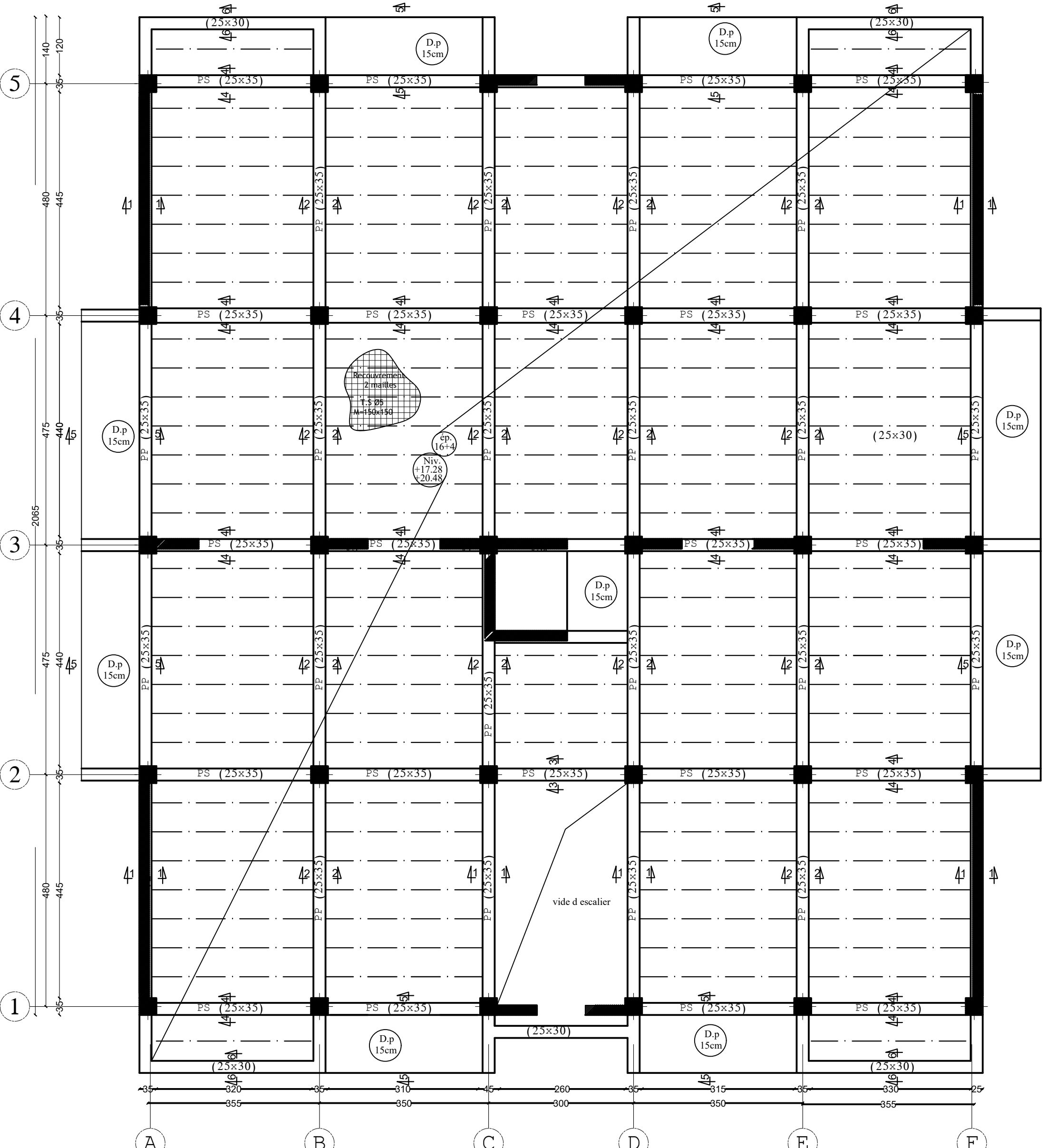


COFFRAGE PLANCHER NIV +10.88 ET 14.08 -2EME-3EME ETAGE



<p><b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>                  Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil</p>		
Dirigé par : Mr:ALICHE Amar Etudié par : Mr :SABOUN Mourad	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV +10.88 ET +14.08	Echelle:1/50;1/25 Planche N° : Promotion 2025

COFFRAGE PLANCHER NIV 17.28 ET +20.48 - 4EME ETAGE-TERRASSE

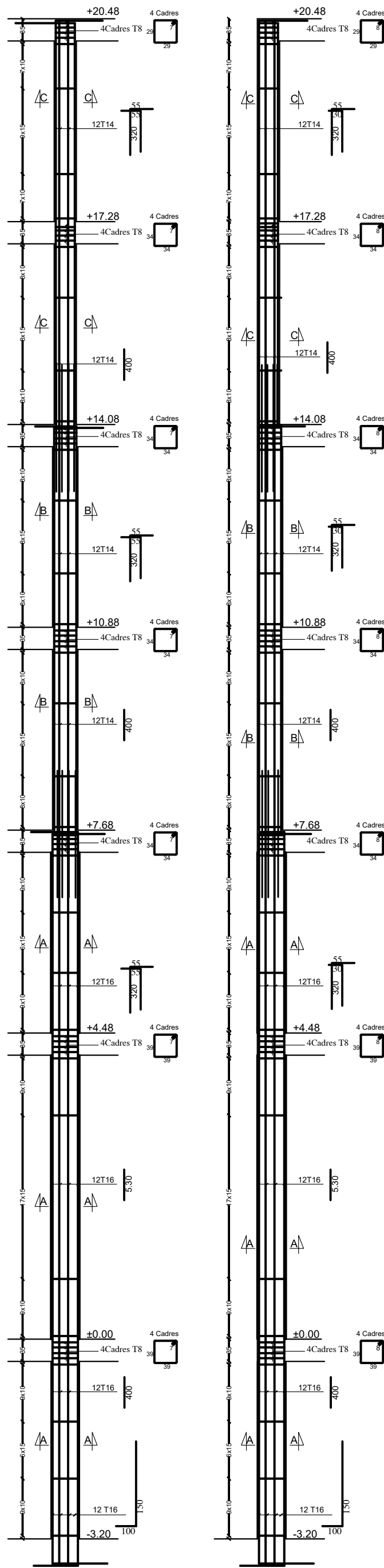


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil**

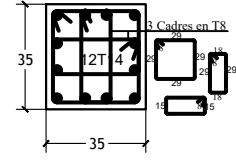
Dirigé par : Mr:ALICHE Amar	Titre: <b>COFFRAGE PLANCHER</b> NIV +17.28 ET +20.48	Echelle:1/50;1/25
Etudié par : Mr :SABOUN Mourad		Planche N° :
		Promotion 2025

POTEAU INTERMEDIARE

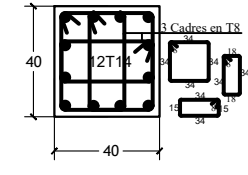
POTEAU DE RIVE



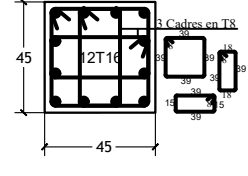
Coupe C-C



Coupe B-B



Coupe A-A



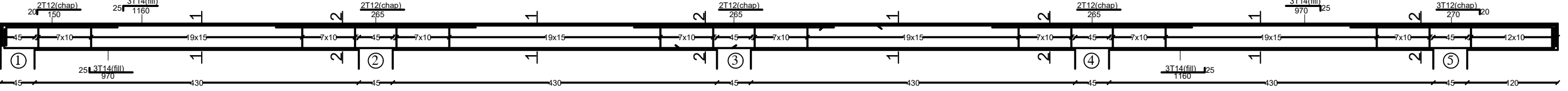
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :  
 Mr: ALICHE Amar  
 Etudié par :  
 Mr :SABOUN Mourad

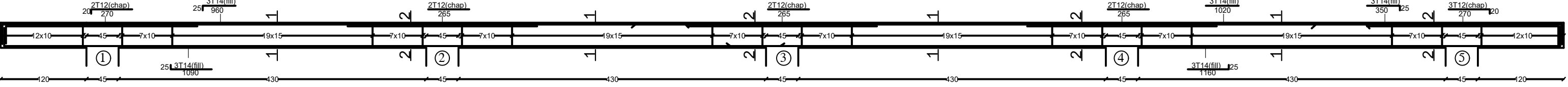
Titre:  
 -COFFRAGE & FERRAILLAGE  
 DES POTEAUX

Echelle: 1/50; 1/25  
 Planche N° :  
 Promotion 2025

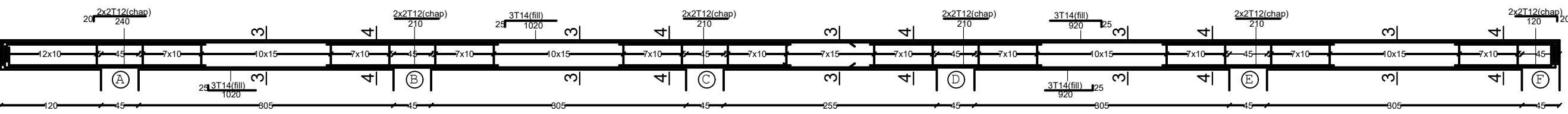
POUTRES PRINCIPALES  
 AXE A,B,C,D,E ET F NIV ±0.00



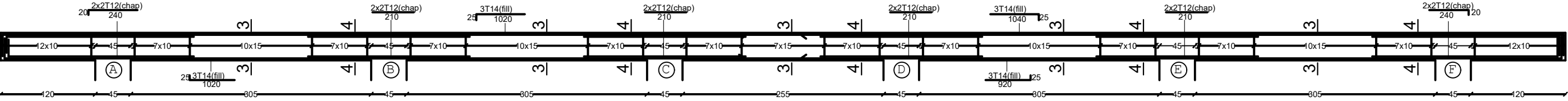
AXE A,B,C,D,E ET F NIV +4.48 ET +7.68



POUTRES SECONDAIRES NON SOLIDAIRES AUX VOILES  
 AXE 2 NIV ±0.00

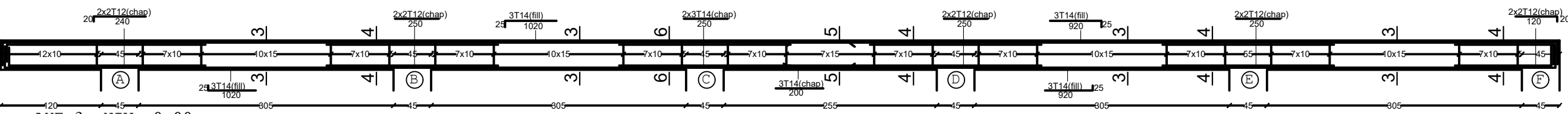


AXE 4 NIV ±0.00

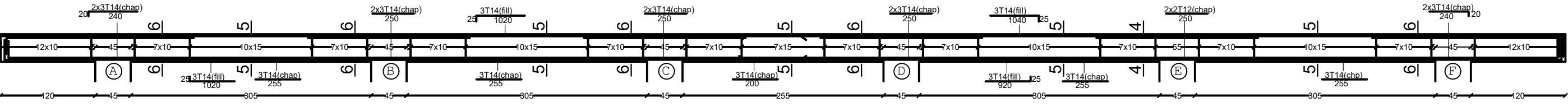


POUTRES SECONDAIRES SOLIDAIRES AUX VOILES

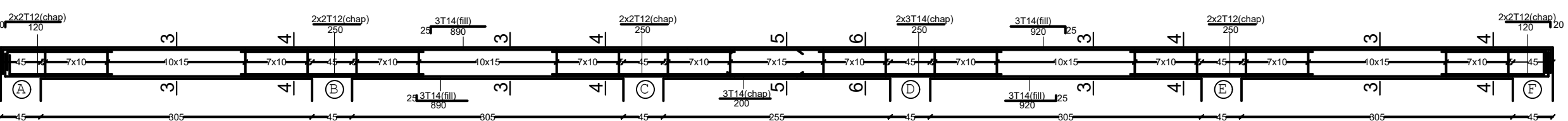
AXE 1 NIV ±0.00



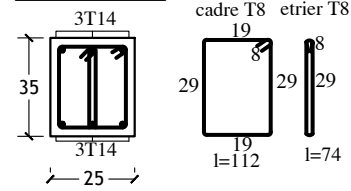
AXE 3 NIV ±0.00



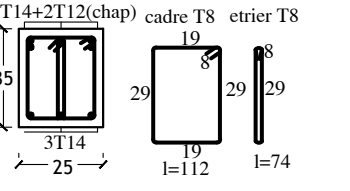
AXE 5 NIV ±0.00



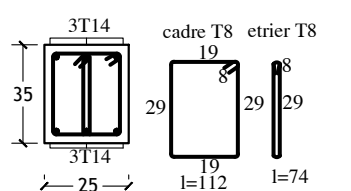
COUPE 1-1



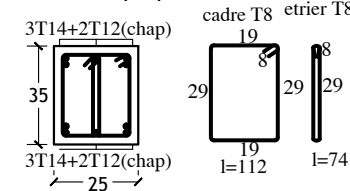
COUPE 2-2



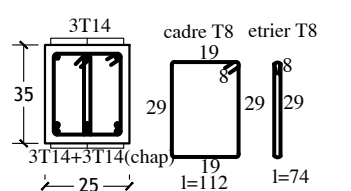
COUPE 3-3



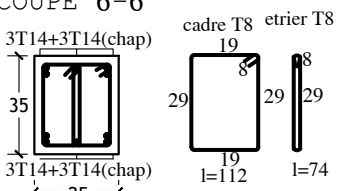
COUPE 4-4



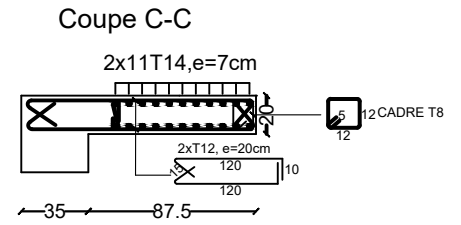
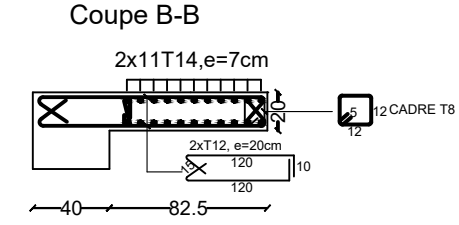
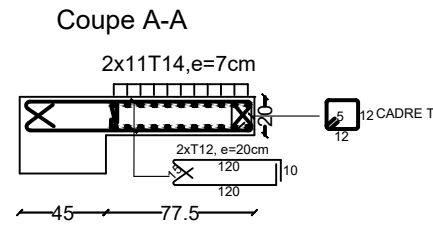
COUPE 5-5



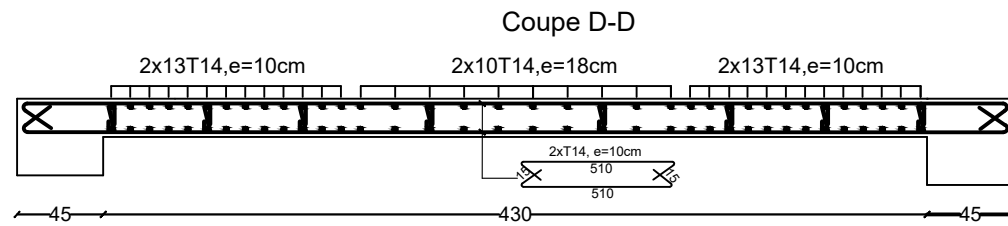
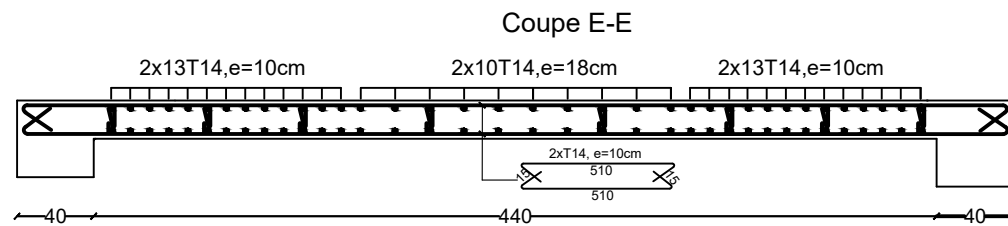
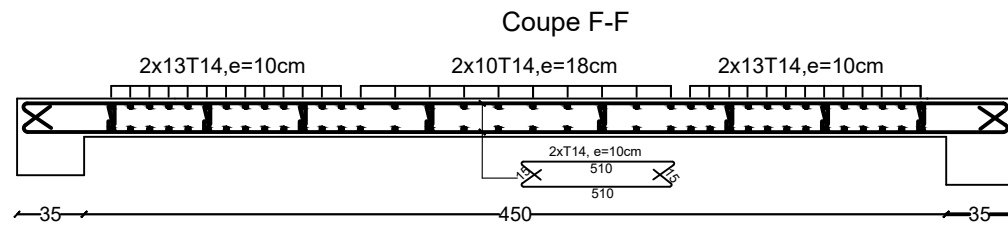
COUPE 6-6



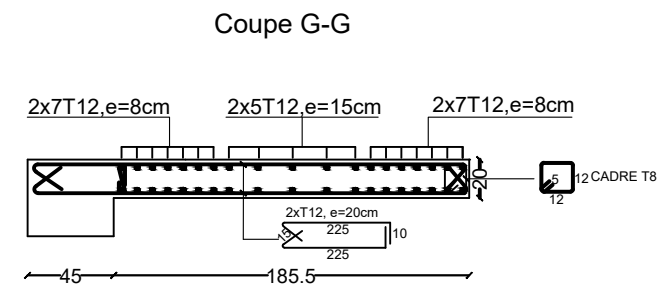
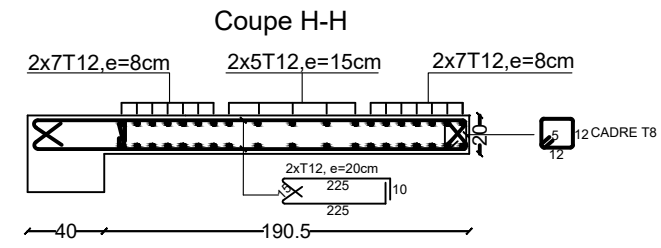
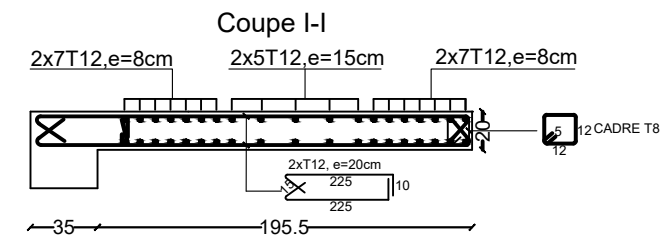
FERRAILLAGE DES VOILES DE 1m  
VOILE V3, V33, V5, V6, V7, V8, V9  
ET V4, V44



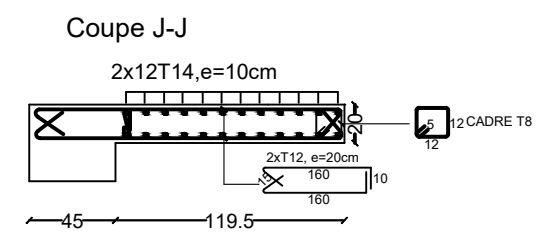
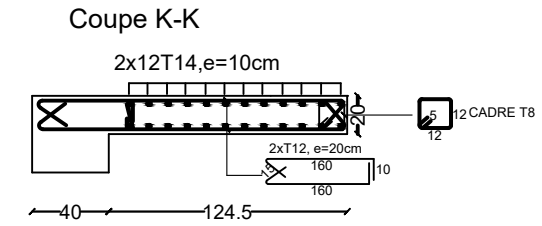
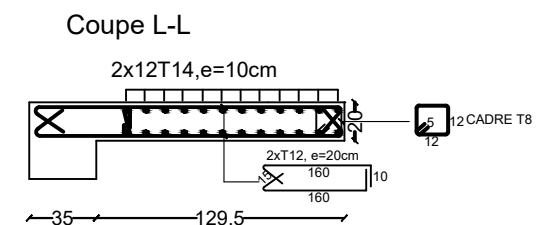
FERRAILLAGE DES VOILES  
DE 4.75m  
VOILE V1, V2, V11, V22



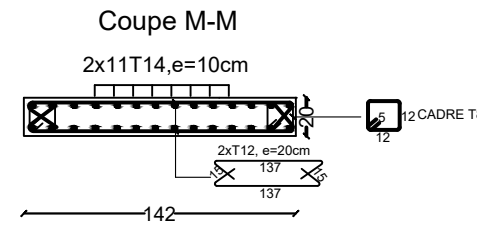
FERRAILLAGE DES VOILES  
DE 2.08m  
VOILE Vsy



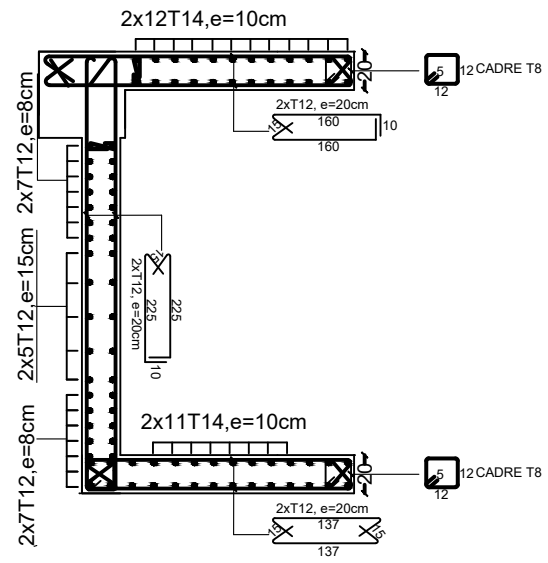
FERRAILLAGE DES VOILES  
DE 1.42m  
VOILE Vsx



FERRAILLAGE DES VOILES  
DE 1.42m  
VOILE Vsx



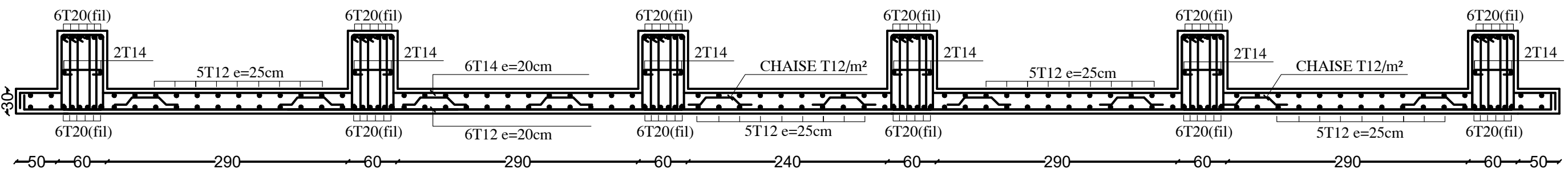
FERRAILLAGE DES VOILES DE LA CAGE D'ASCENSEUR



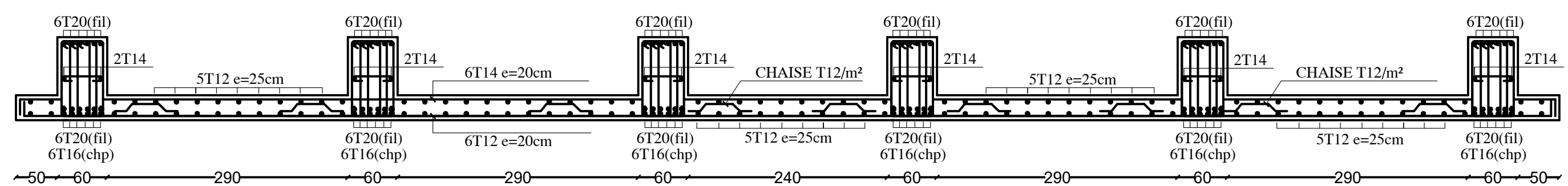
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr: ALICHE Amar	Titre: -COFFRAGE & FERRAILLAGE DES VOILES	Echelle: 1/50; 1/25
Etudié par : Mr : SABOUN Mourad		Planche N° : Promotion 2025

GRANDES PORTEES

TRAVEES

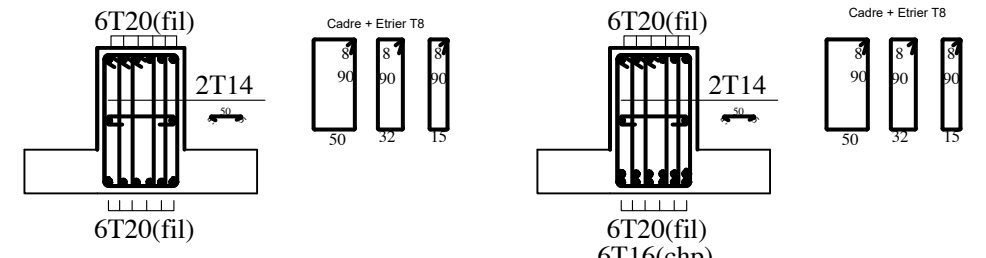


APPUIS

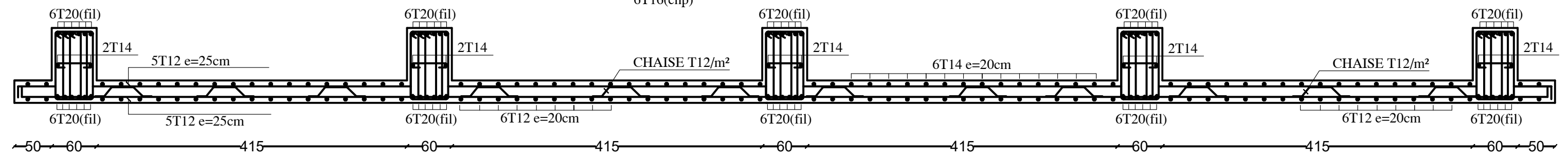


TRAVEES

APPUIS



PETITES PORTEES



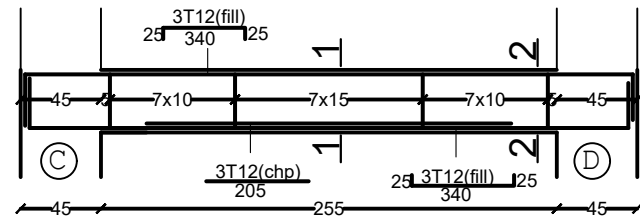
TRAVEES

APPUIS

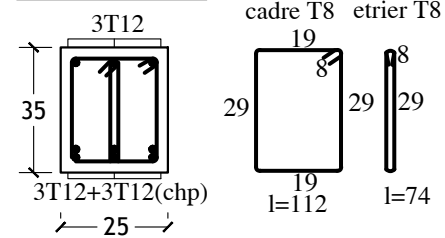


<p><b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>                  Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil</p>		
Dirigé par : Mr:ALICHE Amar Etudié par : Mr :SABOUN Mourad	Titre: -COFFRAGE & FERRAILLAGE DES NERVURES ET DE LA DALLE RADIER	Echelle:1/50;1/25 Planche N° : Promotion 2025

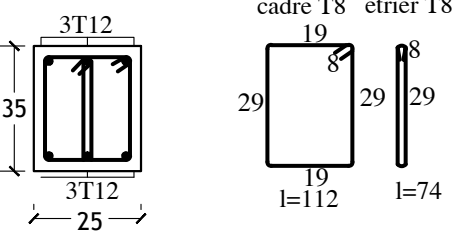
### FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



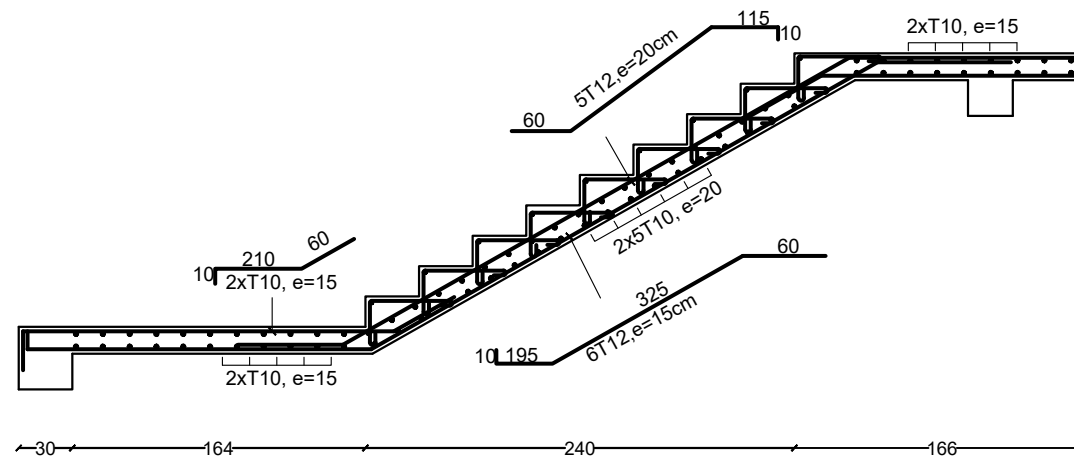
COUPE 1-1



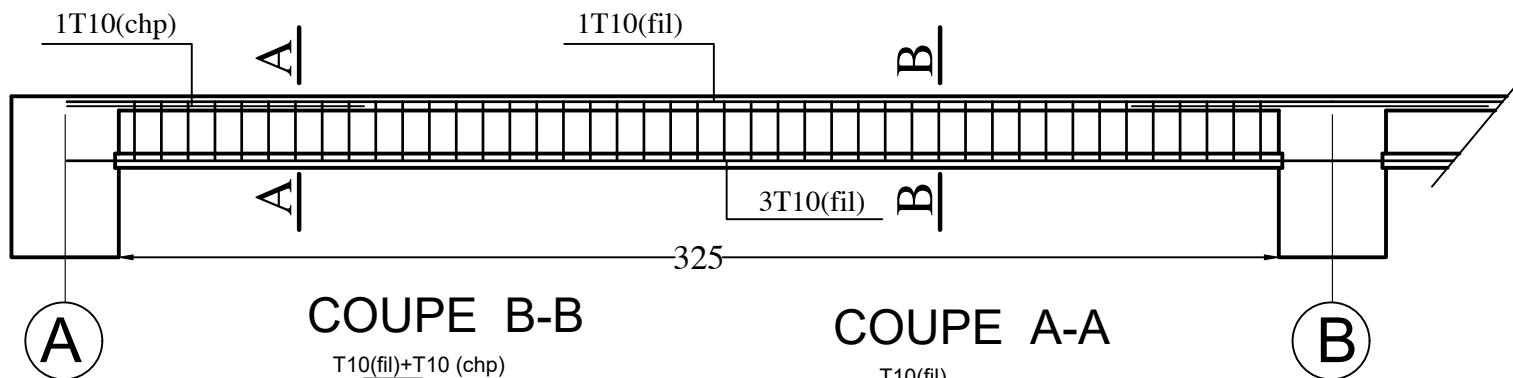
COUPE 2-2



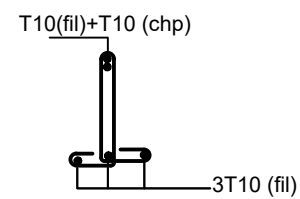
### FERRAILLAGE D'ESCALIER



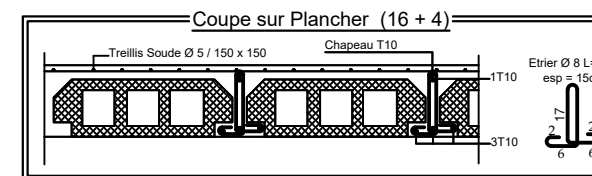
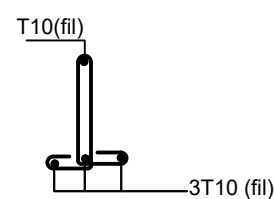
### COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE



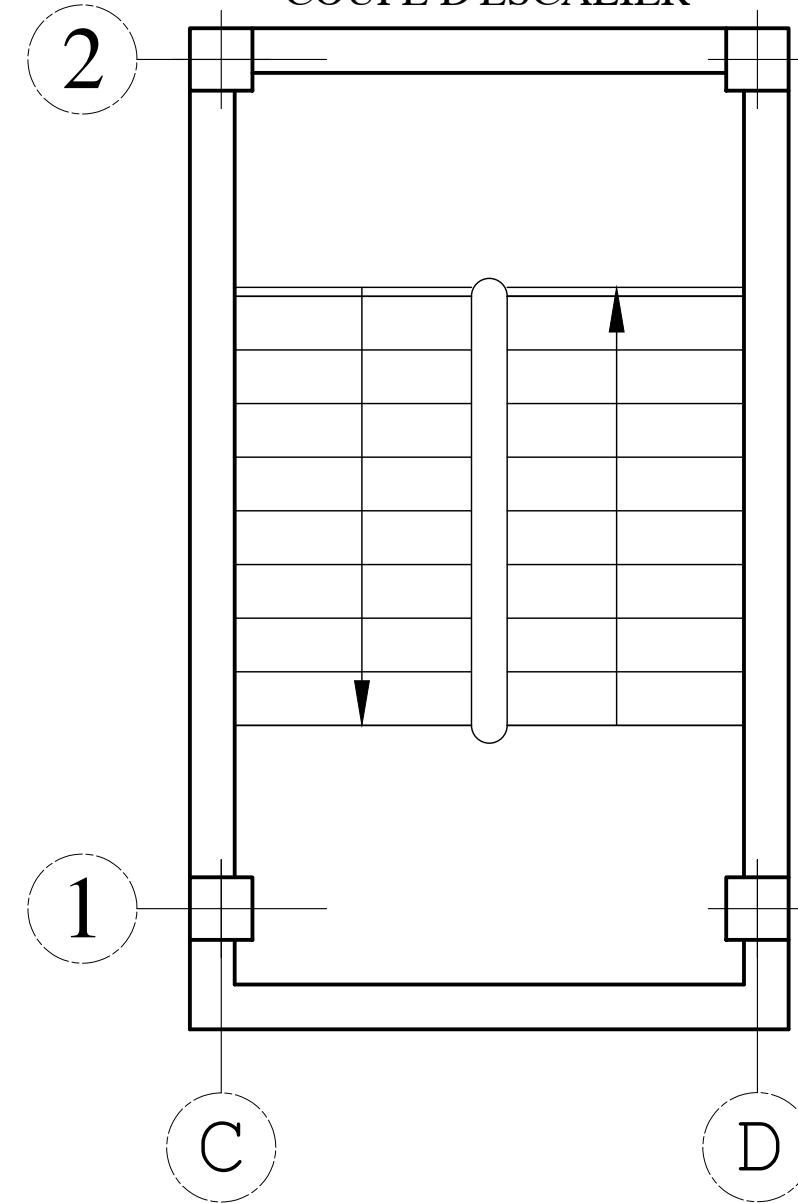
COUPE B-B



COUPE A-A

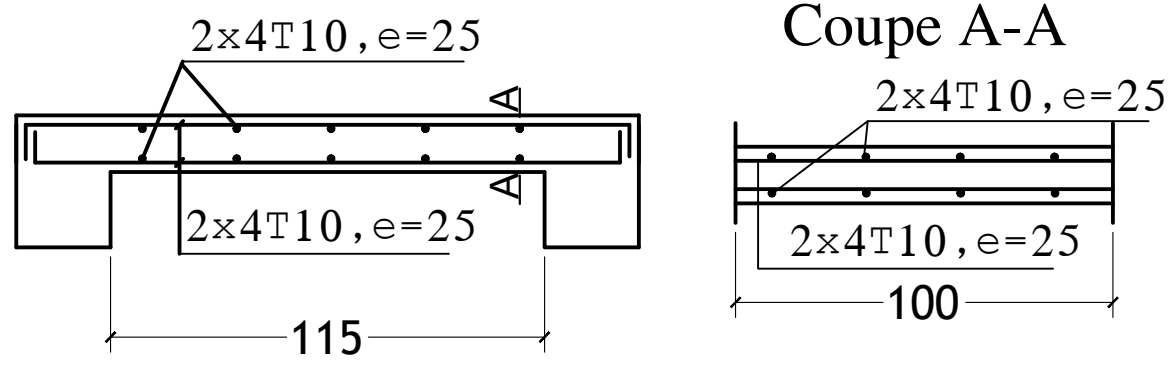


### COUPE D'ESCALIER

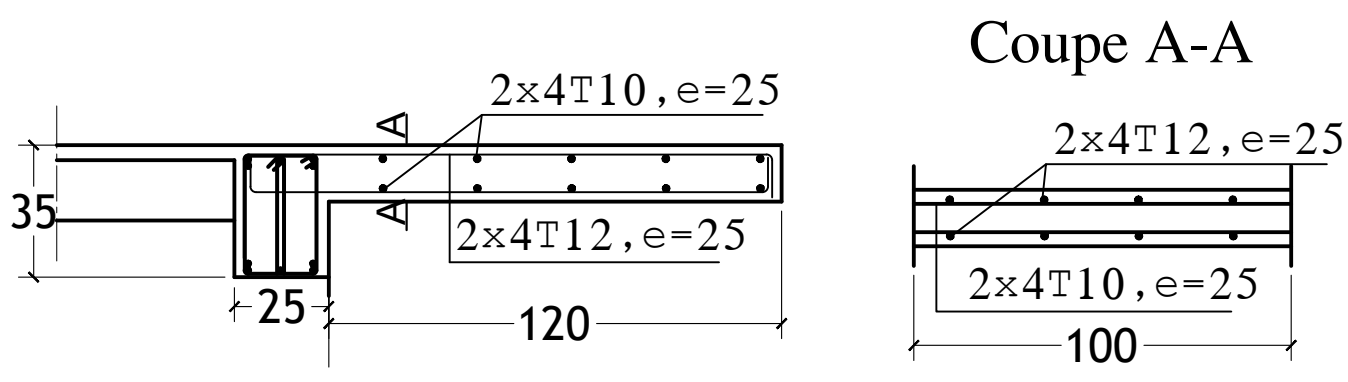


<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b> Faculté De Génie de la Construction Département de Génie		
Civil Dirigé par : Mr:ALICHE Amar	Titre: -COFFRAGE & FERRAILLAGE DE L'ESCALIER DE POUTRE PALIERE DE LA POUTRELLE	Echelle:1/50;1/25 Planche N° : Promotion 2025
Etudié par : Mr :SABOUN Mourad		

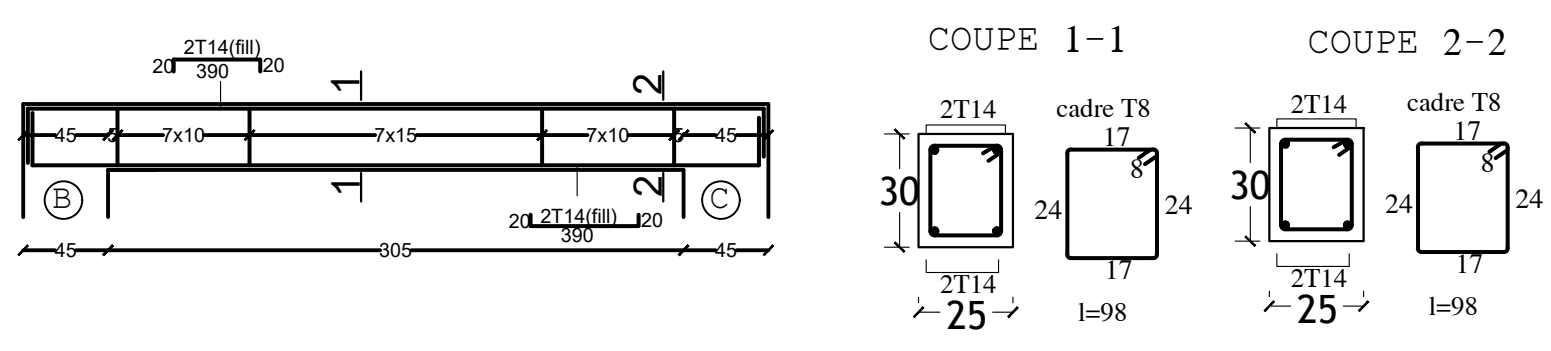
## FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE



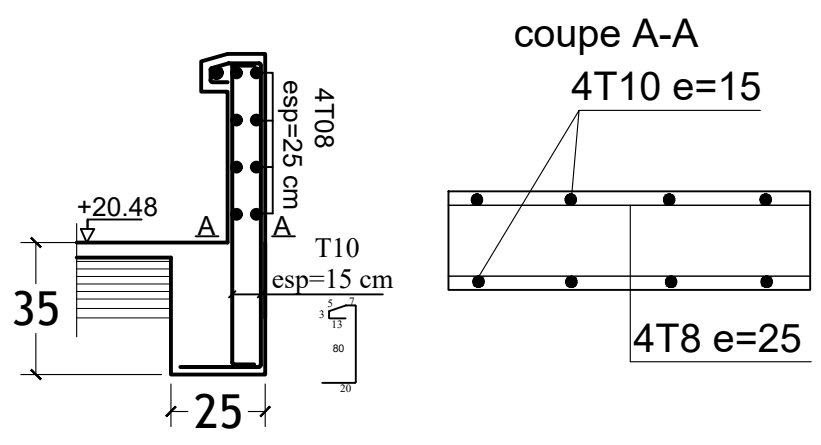
## FERRAILLAGE DU BALCON



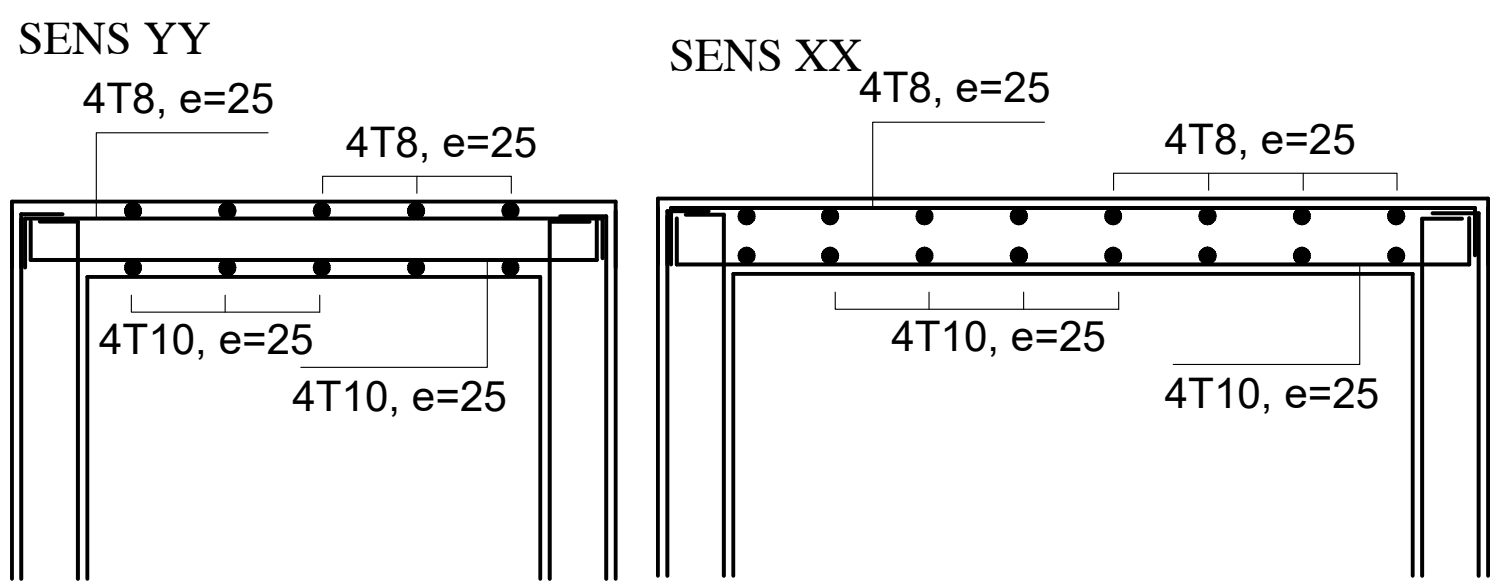
## FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE



## Ferrailage de l'acrotère



## FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

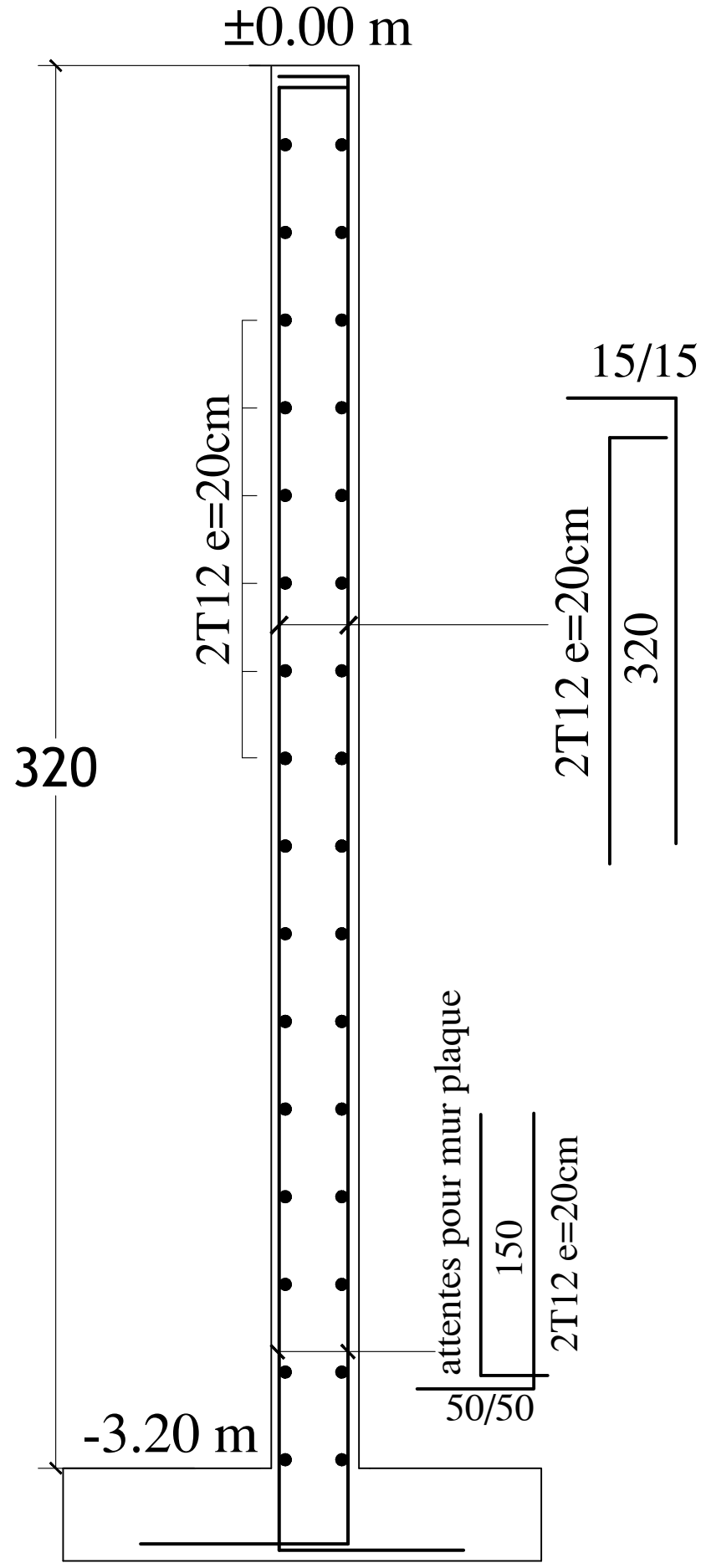
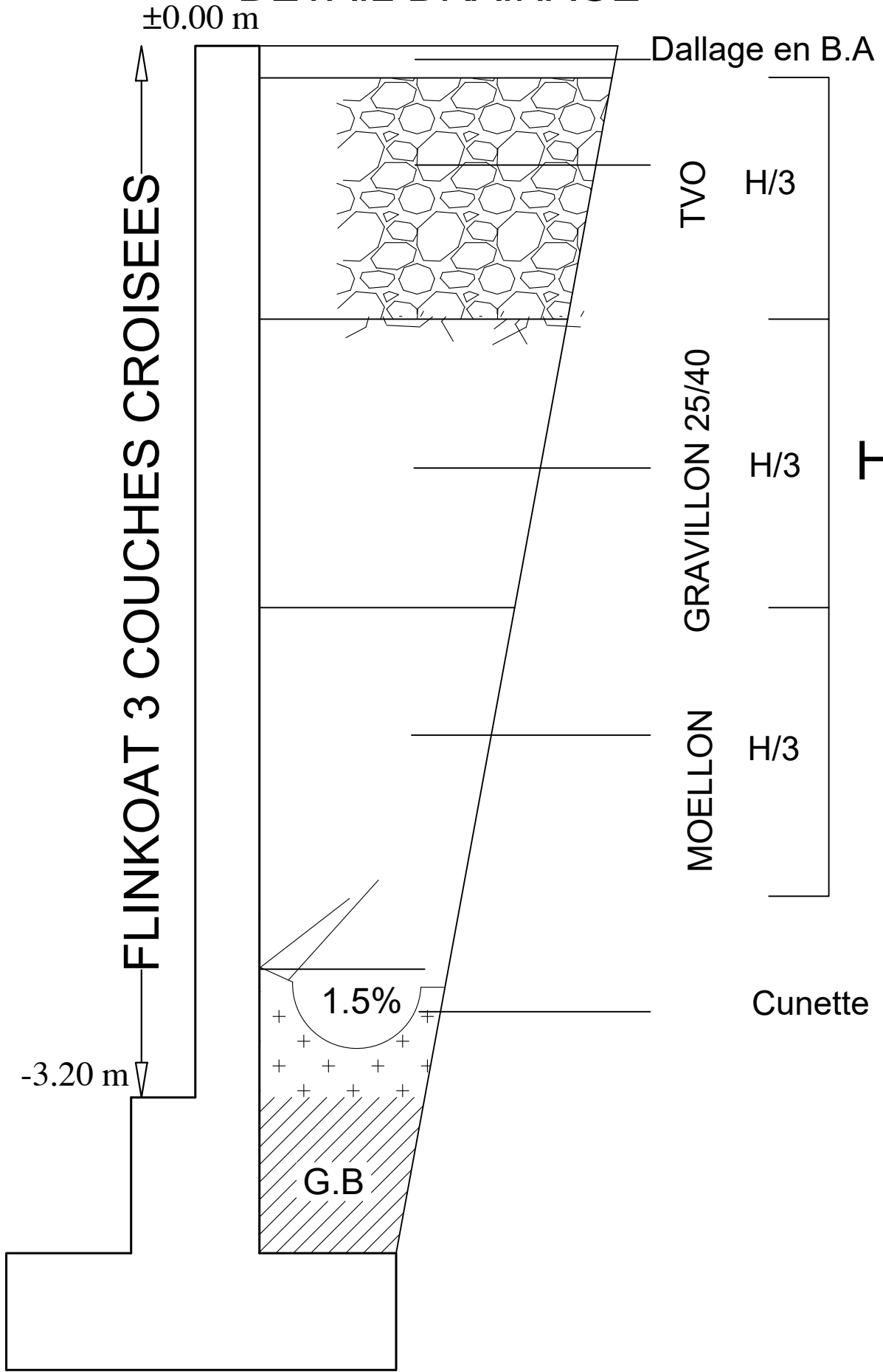
Dirigé par :  
 Mr:ALICHE Amar  
 Etudié par :  
 Mr :SABOUN Mourad

Titre:  
 -COFFRAGE & FERRAILLAGE  
 DE LA DALLE PLEINE  
 SALLE MACHINE  
 BALCON & ACROTÈRE  
 DE POUTRE DE CHAINAGE

Echelle: 1/50; 1/25  
 Planche N° :  
 Promotion 2025

# FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

## DETAIL DRAINAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr:ALICHE Amar Etudié par : Mr :SABOUN Mourad	Titre: -COFFRAGE & FERRAILLAGE MUR PLAQUE	Echelle:1/50;1/25 Planche N° : Promotion 2025