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 Et Industrielle

Thème

Calcul d'une structure en R+8 selon le nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA2024

Présenté par :

Mr : SI HADJ MOHAND Hanafi

Devant le jury composé de :

Mr MEHADDANE RACHID	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme HADDAD KAHINA	Maitre de conférences (B) à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr DEHMOUS HOCINE	Maitre de conférences (A) à l'UMMTO	Encadrant.

Promotion : 2024/2025

REMERCIEMENT

Je tiens d'abord à exprimer ma profonde gratitude au grand Dieu, qui m'a donné la force et le courage de réaliser ce mémoire de fin d'études.

Mes remerciements vont également à mes parents et à mon frère, pour leur soutien indéfectible, qui m'ont toujours accompagné tout au long de ma vie.

Je remercie sincèrement mon encadrant, **Mr Hocine DAHMOUS,** Maitre de conférences à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, pour son aide tout au long de ce projet. Son sérieux, ses conseils utiles et sa gentillesse m'ont beaucoup aidé et m'ont servi d'exemple.

Je souhaite adresser mes remerciements au **Mr Karim BEN YAHI,** Docteur à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou pour ses conseils, et surtout pour son aide précieuse concernant tout le travail réalisé sur les logiciels, et vérifications

Je tiens également à remercier les membres du jury pour l'attention qu'ils ont portée à ma présentation et pour l'honneur qu'ils me font en évaluant ce modeste travail.

Enfin, j'adresse mes remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, et à tous les fonctionnaires de la faculté génie de la construction en particulier le personnel de la bibliothèque, ainsi qu'à tous ceux qui m'ont soutenu dans l'accomplissement de ce projet.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail.

A mon cher père,

Ma source de vie, bonheur et d'amour. A celui qui n'a jamais cessé, de formuler des Prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A ma chère mère,

Ma source de bonheur et d'affection, et ma raison de vivre. A celle, qui a toujours été là Pour moi, qui n'a cessé de croire en moi, qui m'a soutenu et encouragé durant toutes ces années.

« A vous mes parents, les êtres les plus chères à mes yeux, je vous remercie d'avoir fait de moi celui qui je suis aujourd'hui, aucun mot ni phrase ne pourra exprimer mes respects, mes considérations et ma grande admiration pour vous. Puisse ce travail vous témoigne mon affection et mon profond amour. Merci pour tout et que dieu vous garde pour moi »

A mon cher petit frère Samir,

Mon bras droit, qui a toujours été là à mes côtés dans les moments difficiles, qu'il trouve ici mon affection et mon profond amour pour lui.

A mes oncles, mes tantes et leurs enfants, Que dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A ma chérie, Manel et sa famille,

Qui a toujours été là pour moi, à me soutenir et à m'encourager. Et pour sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet. Merci.

A tous mes cousins et cousines, Que dieu vous protège et vous offre la chance et le bonheur.

A tous mes amis (Mourad, Slimane, Yacine, Amokrane, Zizou, Babal, Amirouche, Youyou, Fateh, Ahcene, Aziz, Anis, MFM, Gaya, Amel,Nawel, fatma.Mouh).

Pour leurs soutiens et aide dans les moments difficiles.

A toute la promotion Construction civile et industrielle 2025.

A toute ma famille,

Hanafi

Liste des figures

Désignation de figure	Page
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	
Figure I.1 : Plancher en corps creux	2
Figure I.2 : Dalle pleine	2
Figure I.3 : Caractéristiques d'un escalier	3
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)	5
Figure I.5 : Diagramme simplifié des contraintes de déformation du béton à l'ELS.	6
Figure I.6 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier	9
Chapitre II : Pré dimensionnement des Eléments	
Figure. II.1 : schéma du plancher corps creux	11
Figure. II.2 : Coupe de voile en élévation	15
Figure. II.3 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations	16
Figure. II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse	17
Figure. II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant	18
Figure. II.6 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité	19
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Figure III.1 : Schéma du treillis soudé	28
Figure III.2 : Schéma isostatique de la poutrelle à 7 travées	30
Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	35
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	36
Figure III.5 : Schéma isostatique de la poutrelle à 3 travées	37
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	37
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	39
Figure III.8 : Section en Té de la poutrelle	39
Figure III.9 : Section rectangulaire de (20x 65) cm²	40
Figure III.10 : Illustration d'un escalier à 2 volées	49
Figure III.11 : Vue en plan des escaliers	50
Figure III.12 : Schéma statique des escaliers	51
Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU	54
Figure III.14 : Diagramme des efforts internes	56
Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.	60
Figure III.16 : Diagramme des efforts internes à l'ELS	62
Figure III.17 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU	7
Figure III.18 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU	67
Figure III.19 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS	68
Figure III.20 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELS	69
Figure III.21 : Diagramme des efforts internes à l'ELU	76
Figure III.22 : Diagramme des efforts internes à L ELS	80
Figure III.23 : Schéma statique de la salle machine	82
Figure III.24 : Coupe verticale de l'acrotère	91
Figure III.25 : Schéma statique de l'acrotère	91
Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes	92

Figure III.27 : Schéma de calcul de l'acrotère	93
Figure III.28 : position du centre de pression	94
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
Figures VII.1 : Dimensionnement d'une semelle isolée	152
Figures VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées)	155
Figure VII.3: Diagramme des contraintes	161
Figure VII.4 : Schéma statique du débord	168
Figure VII.5 : Présentation des chargements simplifiés	169
Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X)	173
Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens X-X)	173
Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X)	174
Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X)	174
Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X)	175
Figure VII.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X)	175
Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X)	176
Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X)	176
Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y)	177
Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y)	177
Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y)	178
Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y)	178
Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y)	179
Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y)	179
Figure VII.20 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y)	180
Figure VII.21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y)	180

Liste des tableaux

Désignation de figure	Page
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	
Tableau I.1 : Les contraintes des aciers utilisés	7
Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers	8
Chapitre II : Pré dimensionnement des Eléments	
Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G du plancher terrasse inaccessible	17
Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G de l'étage courant	18
Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente G de la salle machine	19
Tableau II.4 : Valeurs des charges d'exploitation	20
Tableau II.5 : Récapitulatif des Surcharges d'exploitation	21
Tableau II.6 : Récapitulatif de la descente de charge	23
Tableau II.7 : Vérification des poteaux au flambement	25
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tableau III.1 : Résultats du cas 1 à l'ELU	36
Tableau III.2: Résultats du cas 2 à l'ELU	38
Tableau III.3 : Récapitulatif des Effort tranchant et moment fléchissant à L'ELU	56
Tableau III.4 : Récapitulatif des Effort tranchant et moment fléchissant à L'ELS	61
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024	
Tableau V.1 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X	107
Tableau V.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y	108
Tableau V.3 : Pourcentage de la masse participante	109
Tableau V.4 : Résultats de la période donnée par ETABS.	110
Tableau V.5: Valeurs de pondération	111
Tableau V.6 : Déplacement relatif dans le sens X-X	114
Tableau V.7 : Déplacement relatif dans le sens Y-Y	115
Tableau V.8 : Déformations dans le sens Y-Y	116
Tableau V.9 : Déformations dans le sens Y-Y	117
Chapitre VI : Ferraillage des éléments	
Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	118
Tableau VI.2 : La section minimal et maximal d'armature	119
Tableau VI.3 : Ferraillage des poteaux	120
Tableaux VI.4 : Détermination des armatures transversales des poteaux	124
Tableau VI.5 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux	125
Tableau VI.6 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes.	126
Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux	127
Tableau VI.8 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	127
Tableau VI.9 : La section minimale et maximale d'armature	128
Tableau VI.10 : Ferraillage des poutres principal	129
TableauVI.11 : Ferraillage des poutres secondaire	129

Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes	134
Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes	135
Tableau VI.15 : Ferraillage des voiles **V1**,**V11,V2,V22,V3** et**V33** dans le sens longitudinal	142
Tableau VI.16 : Ferraillage des voiles **V4**,**V44,V5,V55** dans le sens longitudinale	144
Tableau VI.17 : Ferraillage de voiles **V6**,**V7,V8,** dans le sens longitudinale	146
Tableau VI.18 : Ferraillage de voiles **V9** et **V10** dans le sens longitudinal	148
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)	153
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)	154
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux	154
Tableau VII.4 : Ferraillage du panneau de dalle du radier	166
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité	166
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS	168
Tableau VII.7: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale)	171
Tableau VII.8: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)	172
Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures	181
Tableau VII.10 : Le ferraillage adopté pour la nervure	181
Tableau VII.11 : Vérification de condition de non fragilité	182
Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS	184

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.1. Introduction 1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1

I.3. Donnée du site 1

I.4. Eléments de l'ouvrage 1

I.5. Système de coffrage 4

I.6. Réglementation utilisée 4

I.7. Caractéristique des matériaux utilisés 4

Conclusion 9

Chapitre II : Pré dimensionnement des Eléments

Introduction 10

II.1. Les planchers 10

II.2. Les poutres 12

II.3. Les voiles 15

II.4. Les poteaux 17

Conclusion 26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction 27

III.1. Les planchers 27

III.2. Les Escaliers 49

III.3. Etude de la poutre palière 65

III.4. Calcul de la poutre de chainage 74

III.5. Calcul de la dalle pleine de la salle Machine 81

III.6. L'Acrotère 91

Conclusion 97

Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS

Introduction 98
IV.1. Description du logiciel ETABS 98
IV.2. Les étapes de la modélisation 99
IV.3. Étapes de l'analyse et présentation des résultats 104

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA version 2024

Introduction 105
V.1. Justification du système de contreventement 106
V.2. Nombre de modes à considérer 109
V.3. Estimation de la période fondamentale de la structure 110
V.4. Résultante des forces sismique de calcul 111
V.5. Sollicitations normales 113
V.6. Justification vis-à-vis des déformations 114
V.7. Justification effet P-Δ 115
Conclusion 117

Chapitre VI : Ferraillage des éléments

Introduction 118
VI.1. Ferraillage des poteaux 118
VI.2. Ferraillage des poutres 127
VI.3. Ferraillage des voiles de contreventements 136
Conclusion 149

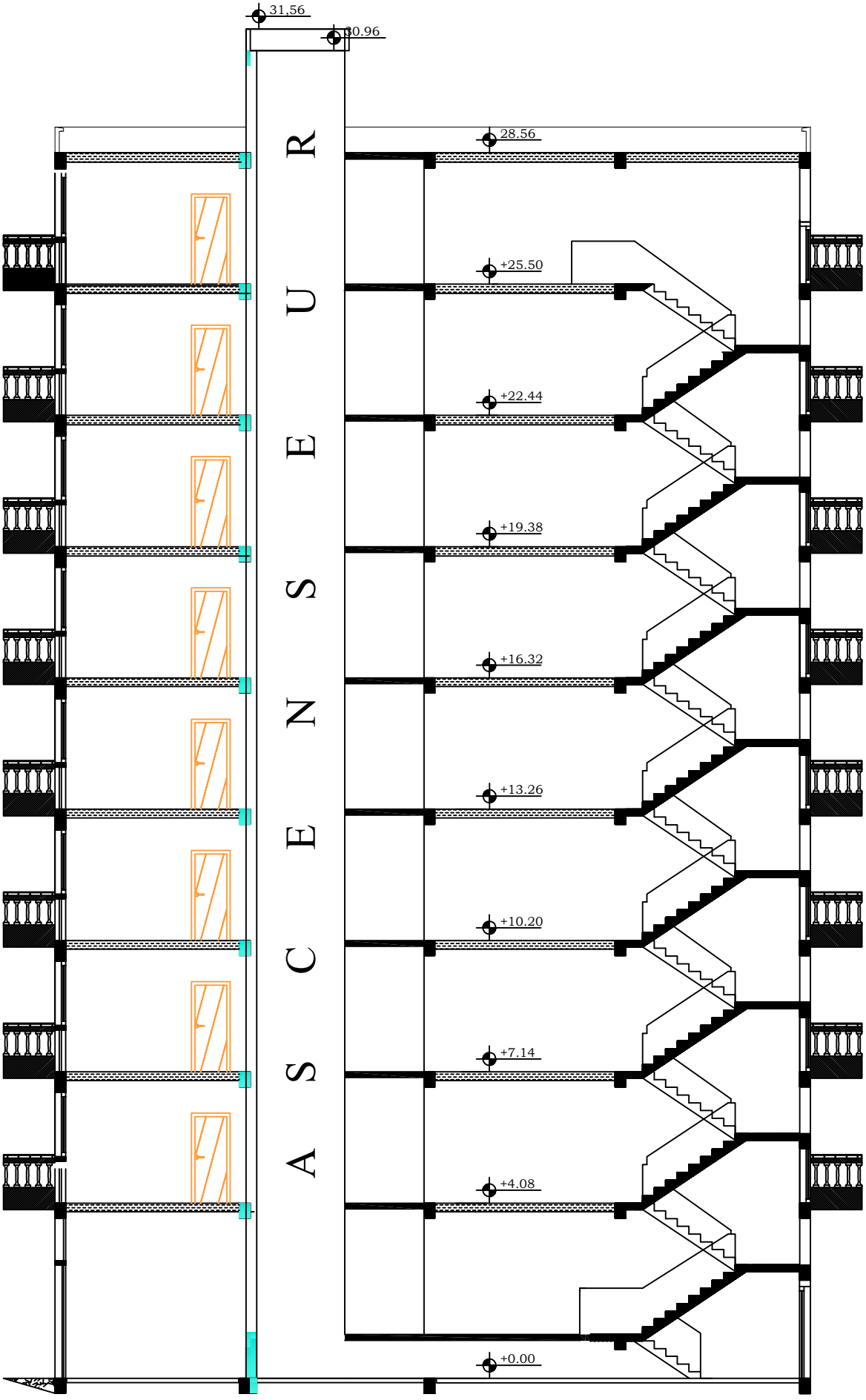
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Introduction 150
VII.1. Différents types de fondations 150
VII.2. Etude géotechnique du sol 150
VII.3. Choix du type de fondation 151
VII.4. Dimensionnement 151

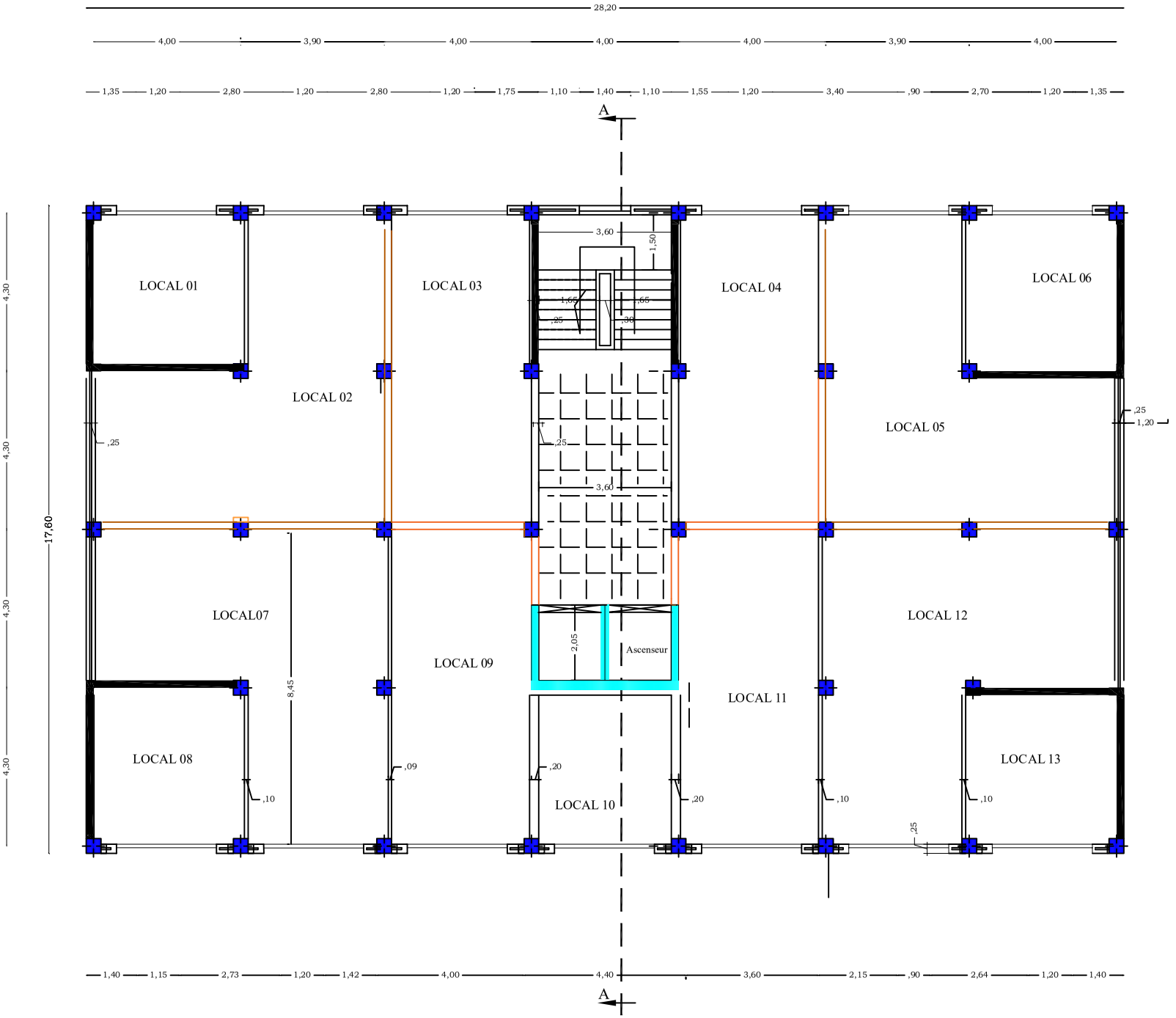
Conclusion générale 187

Plans d'architectures

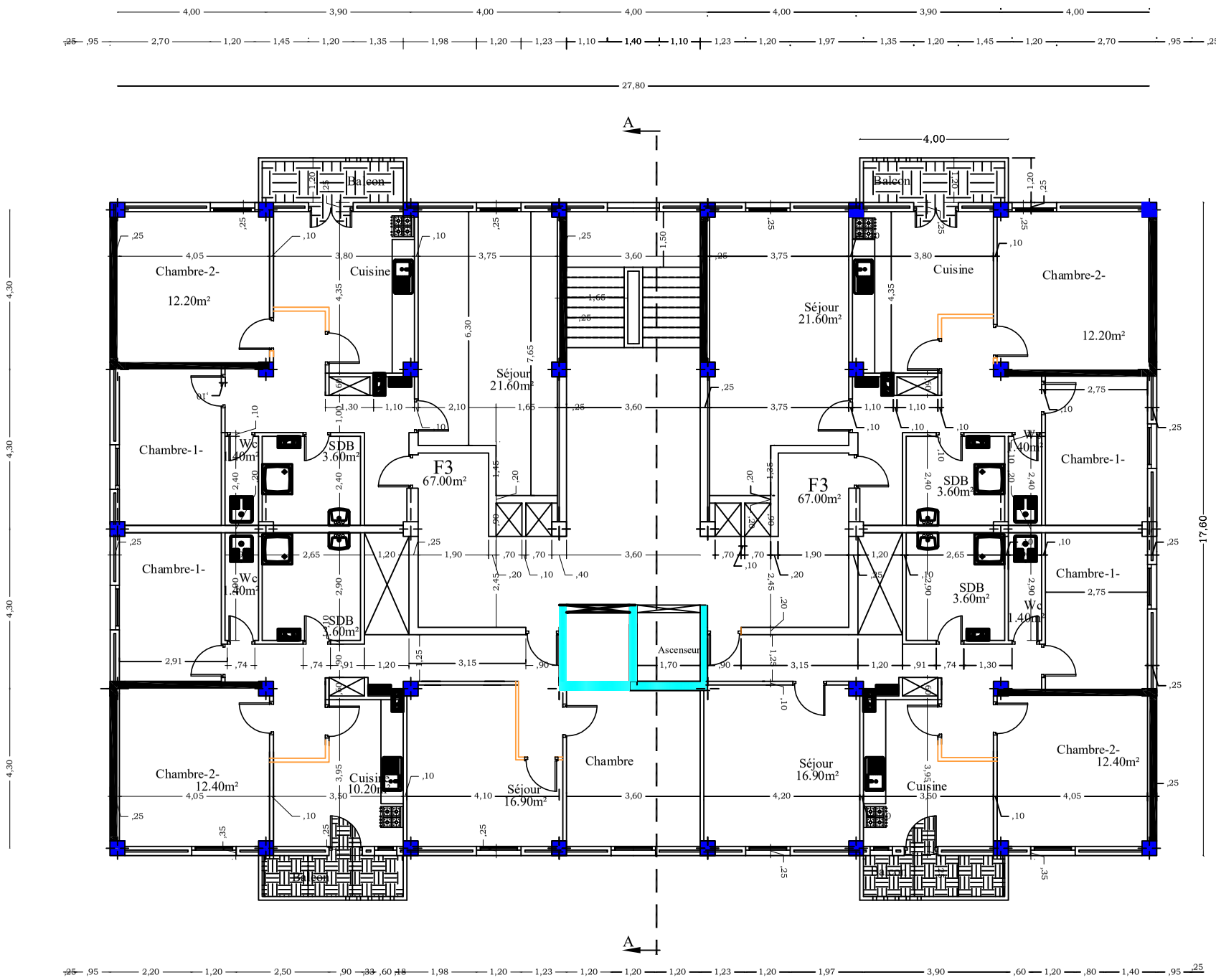
FACADE PRINCIPALE


31,56
30.96
28.56
+25.50
+22.44
+19.38
+16.32
+13.26
+10.20
+7.14
+4.08
+0.00
ASCENSEUR

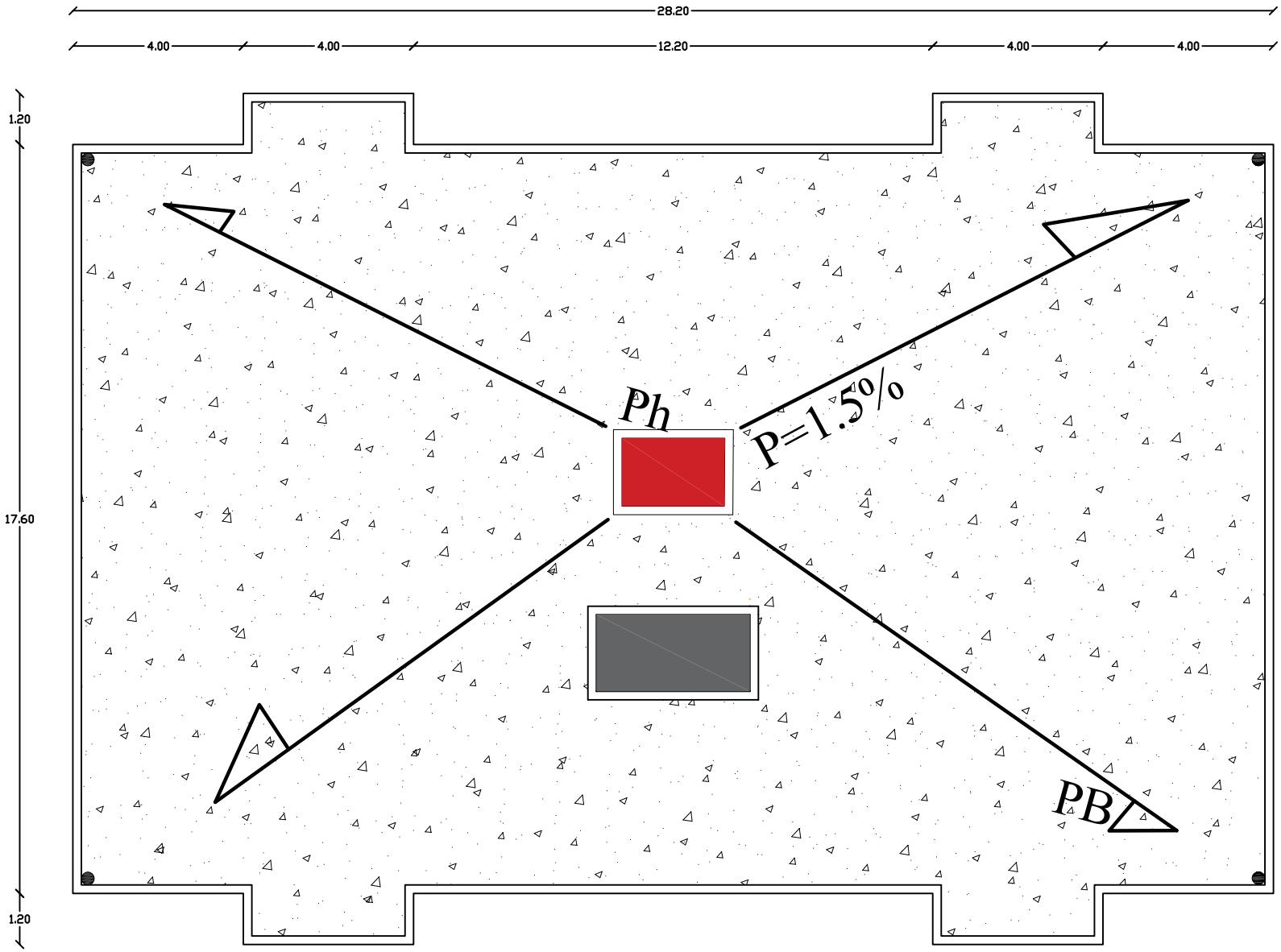
COUPE A-A


28,20
4,00
3,90
4,00
4,00
4,00
3,90
4,00
1,35
1,20
2,80
1,20
2,80
1,20
1,75
1,10
1,40
1,10
1,55
1,20
3,40
,90
2,70
1,20
1,35
A
LOCAL 01
LOCAL 03
LOCAL 04
LOCAL 06
LOCAL 02
LOCAL 05
LOCAL07
LOCAL 12
LOCAL 09
LOCAL 11
LOCAL 08
LOCAL 13
LOCAL 10
Ascenseur
3,60
1,50
1,65
,65
,25
,30
,25
3,60
,25
1,20
2,05
8,45
17,60
4,30
4,30
4,30
4,30
4,30
4,30
,09
,20
,10
,20
,10
,10
,25
1,40
1,15
2,73
1,20
1,42
4,00
4,40
3,60
2,15
,90
2,64
1,20
1,40
A

PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



PLAN TERASSE INACCSESSIBLE

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 à usage habitation et commerce contreventée par voiles, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA2024, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.0

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1 Introduction

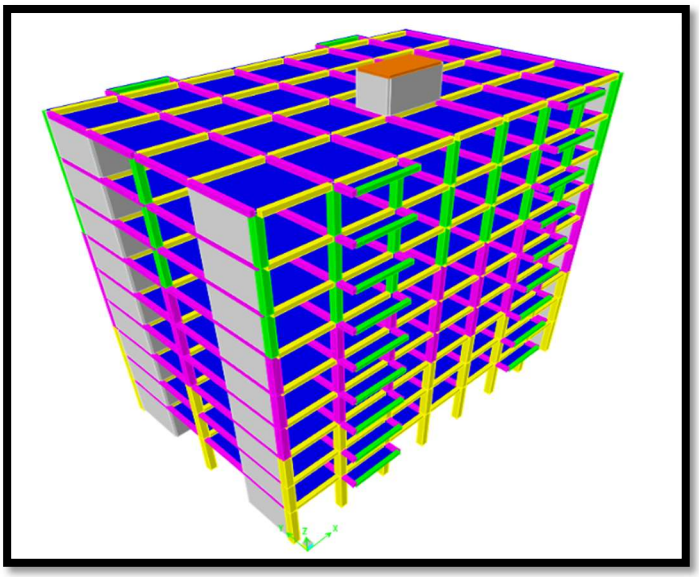
Dans le but de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances acquises durant notre cursus, il nous est donné d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles porteurs.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à **Iferhounene**, wilaya de **TIZI-OUZOU** classé selon le règlement parasismique algérien **(RPA2024)** comme zone de moyenne sismicité (zone V).

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- Hauteur totale du bâtiment ⟹ 30.96 m
- Longueur totale du bâtiment ⟹ 17. 60 m
- Largeur totale du bâtiment ⟹ 28.20 m
- Hauteur de La salle Machine ⟹ 3.06 m
- Hauteur de RDC ⟹ 4.08 m
- Hauteur des étages courant ⟹ 3.06 m
- Hauteur de L'acrotère ⟹ 0.60 m



I.3 Donnée du site

- Site meuble « **S_3** »
- Contrainte admissible du sol "σ_{sol} = **2 bars** "

I. 4 Eléments de l'ouvrage

a- Ossature

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de **:**

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversales est longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b- Les planchers

Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet les planchers sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- **Types de planchers :** Dans notre cas, on distingue deux principaux types de planchers :
  - **Plancher en corps creux :**

Ce type de plancher est composé de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place, espacées de 65 cm, et complétées par des corps creux (hourdis). Une table de compression en béton armé vient renforcer l'ensemble.

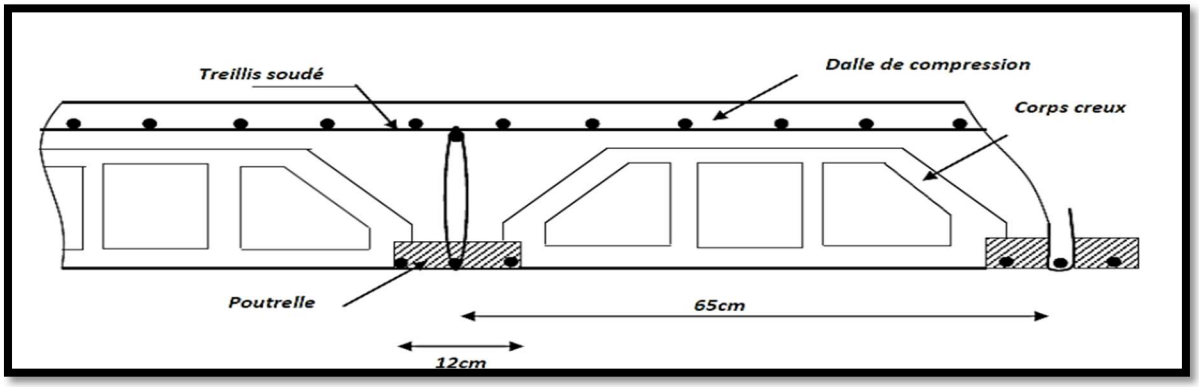


Figure I.1 : Plancher en corps creux

- **Plancher en dalle pleine :**

Contrairement au plancher en corps creux, le plancher en dalle pleine est constitué exclusivement de béton armé. Il est coulé sur place sur un coffrage plat et repose directement sur les poteaux de la structure.

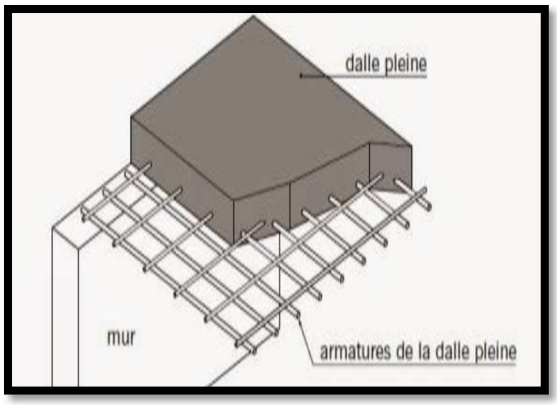


Figure I.2 : Dalle pleine.

c- Maçonnerie

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, etc.).
Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; à simple et à double cloisons. Dans cette structure :

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'aire de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

d- Les Revêtements

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

-Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.

-Mortier de ciment pour les murs de façades

e- Les escaliers

Ce sont des éléments de la construction qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

Les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

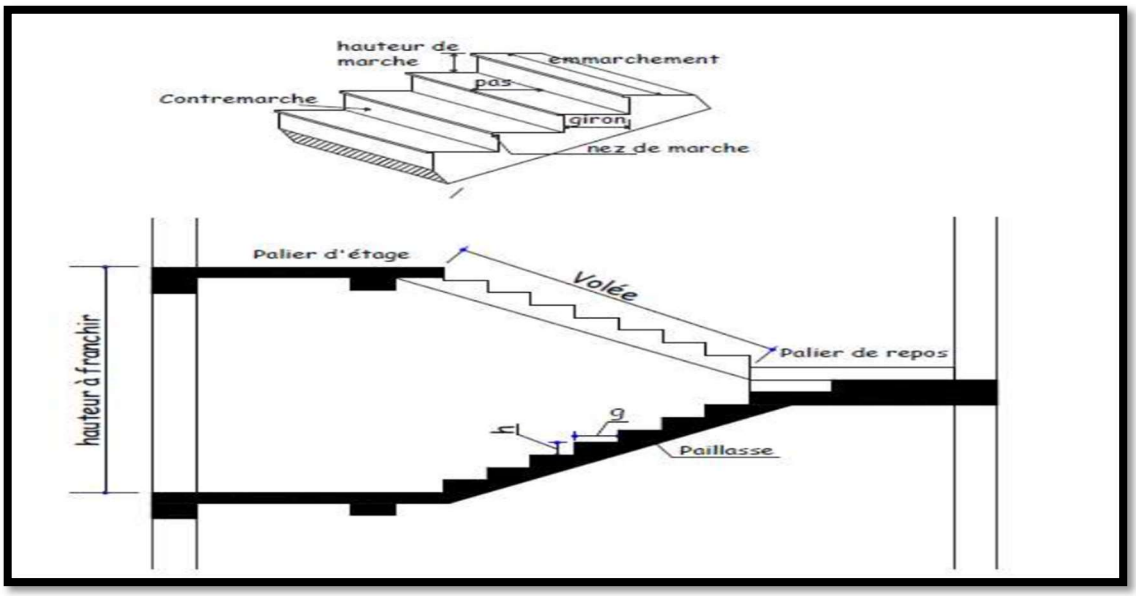


Figure I.3 : Caractéristiques d'un escalier

f- Les balcons

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux.

g- L'acrotère

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

h- Les Fondations

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

j- Terrasse inaccessible

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

I.5 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

I.6 Réglementation utilisée

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir :

- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifiées 99)
- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 2024).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I.7 Caractéristique des matériaux utilisés

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier

A-Béton

Le béton est un matériau hétérogène poreux constitué d'un mélange de granulats et d'une pâte, elle-même constituée à partir de ciment, d'eau et éventuellement d'ajouts.

A.1 Résistance caractéristique du béton

1-Résistance à la compression : Le béton est défini par sa contrainte déterminée à l'âge de 28 jours, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées. Elle est notée f_{c28}.

Dans notre cas on prend f_{c28} = 25 Mpa.

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

$$\left.\begin{array}{ll} fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} \times fc28 & \text{Pour } fc_{28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ fcj = \frac{j}{1.40+0.95j} \times fc28 & \text{Pour } fc_{28} > 40 \text{ MPa.} \end{array}\right\} \text{(Art.A.2.1,11/ BAEL91 modifié 99)}$$

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

$f_{tj} = 0{,}6 + 0.06\, fc_j$ (Mpa)

à 28 j : $f_{t28} = 0.6 + 0.06\, fc_{28}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$

$f_{t28} = 2.1$ MPa.

Notre béton est caractérisé par : $f_{t28} = 2{,}1$ Mpa.

A.2 Contraintes limites du béton

A.2.1 Contraintes limites de compression

- **Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante **(Art. A.4.3.41, BAEL 91):**

$$f_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ en MPA}$$

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1{,}15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1{,}5$ si la situation est courante.

θ : 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.

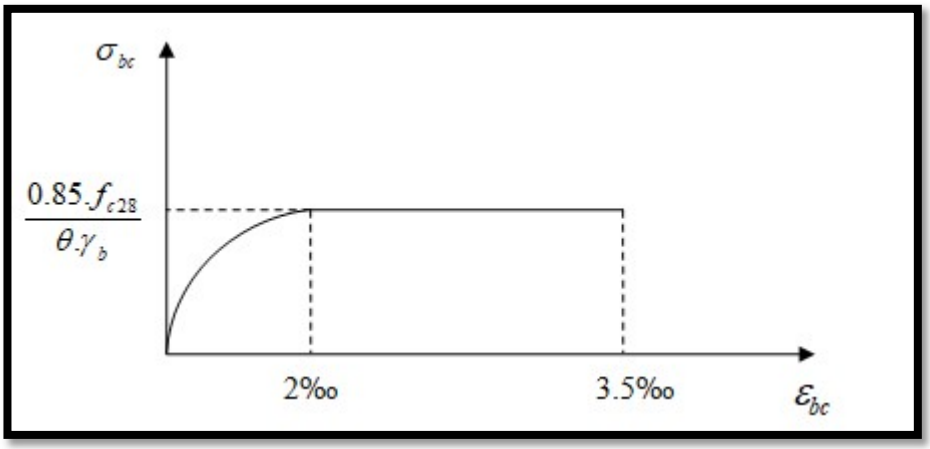


Figure I.4 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

- **État limite de service (ELS)**

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

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par **(Art. A.4.5.2, BAEL 91)** :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{cj}$

D'où $\boldsymbol{\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}} =$ 15 MPA

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

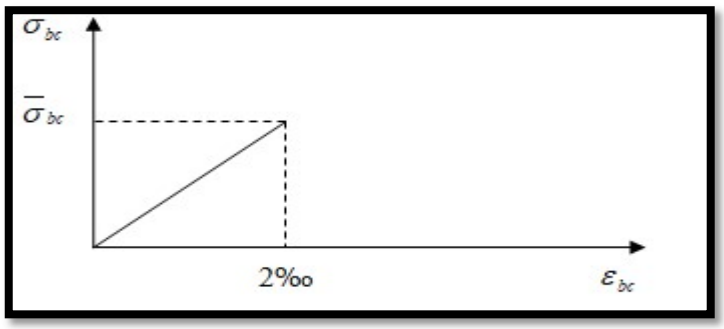


Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS)

A.2.2 Contrainte limite ultime de cisaillement :**(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)**

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

$$\boldsymbol{\tau_U = \frac{Vu}{b.d}}$$

Avec :

V_u**:** effort tranchant à L'ELU dans la section ; b**:** largeur de la section cisaillée ;

d = 0.9h **:** Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes **:**

τ_u= min [$\frac{0.2xfc}{\gamma b}$; 5MPa] pour la fissuration peu nuisible

τ_u= min [$\frac{0.15xfcj}{\gamma b}$; 4MPa] pour la fissuration préjudiciable

A.3 Module d'élasticité

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

- **Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égal à :

$$Eij = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164{,}195$ MPA

- **Module de déformation différée** : (**Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99**)

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

Pour $fc_{28} = 25$MPa $\Rightarrow E_v = 10819$MPa

- **Module d'élasticité transversale**

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifie99)**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, $\left(\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}\right)$, Il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

B- Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

B.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa
Acier en barre	Haute adhérence FeE500	H A	500
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520(Φ<6)	T S	520

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

B.2 Module d'élasticité :(art A 2.2.1 BAEL91)

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à : Es = 200000 MPa.

B.3 Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson υ pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.4 Les contraintes dans les aciers :

B.4.1 à ELU

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par **:(art A 4.3.2 BAEL91)**

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

Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

$\begin{cases} \gamma_s = 1{,}2 & \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 500 MPa	σ_{st}=348 MPa	σ_{st}=400 MPa
Fe = 520 MPa	σ_{st}=452 MPa	σ_{st}=500 MPa

Tableau I.2 : Les contraintes des aciers utilisés.

B.4.2 à l'ELS

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

a- Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b- Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{ {}^{2}/_{3}\, f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,6$…….. pour les HA si $\Phi \geq 6mm$

$\eta = 1,3$…… pour les HA si $\Phi < 6mm$

c- Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\tfrac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$

B.5 Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

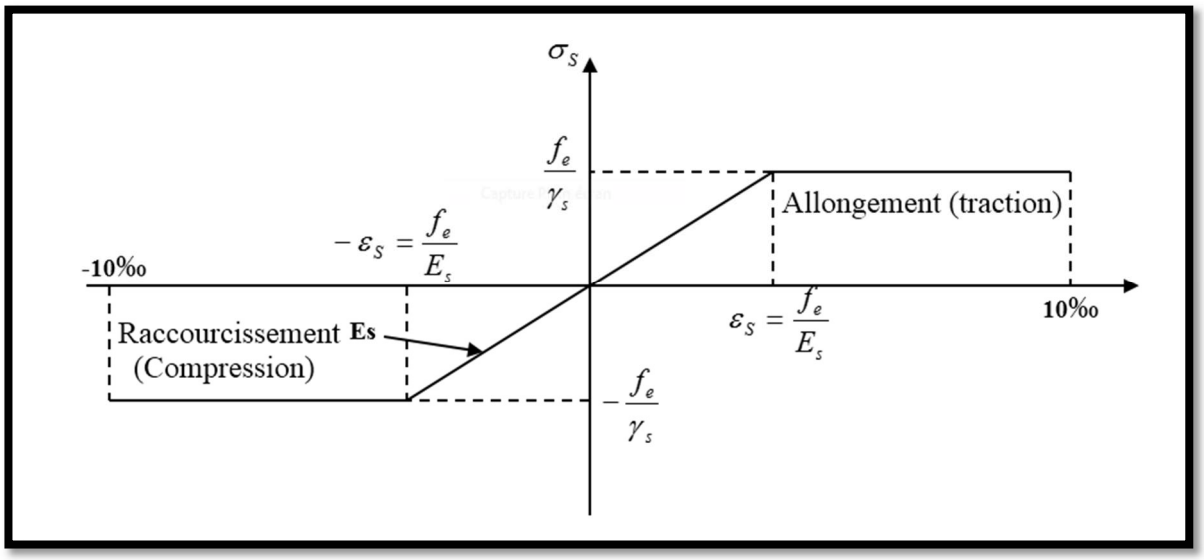


Figure I.6 : Diagramme des contraintes- déformations de l'acier

C. Protection des armatures

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrobés par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99)

- **c ≥ 5 cm :** Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1cm :** Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion

À ce point, nous avons défini tous les éléments qui composent notre ouvrage, ainsi que les propriétés mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, tout en respectant les normes du BAEL 91 modifié en 99 et du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). L'objectif de cette partie a été de présenter les composants de l'ouvrage, les caractéristiques essentielles des matériaux employés, ainsi que les modèles que nous avons adoptés pour réaliser les calculs.

Chapitre II

Pré dimensionnement des Eléments

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1. Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Ils sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

$$\mathbf{h_t = \frac{L_{max}}{22,5}}$$ **[BAEL91 modifiées 99/ Art B.6.8.423]**

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L_{Max} = 400 cm : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré. (Sens des poutrelles)

b_p= 25 cm : la base minimal dans Le RPA 2024

L_{max}= 400 – 25 = 375 cm

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{375}{22,5} = 17,77 \text{ cm}$$

On prend h_t =20 cm

On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : 16 cm

- L'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

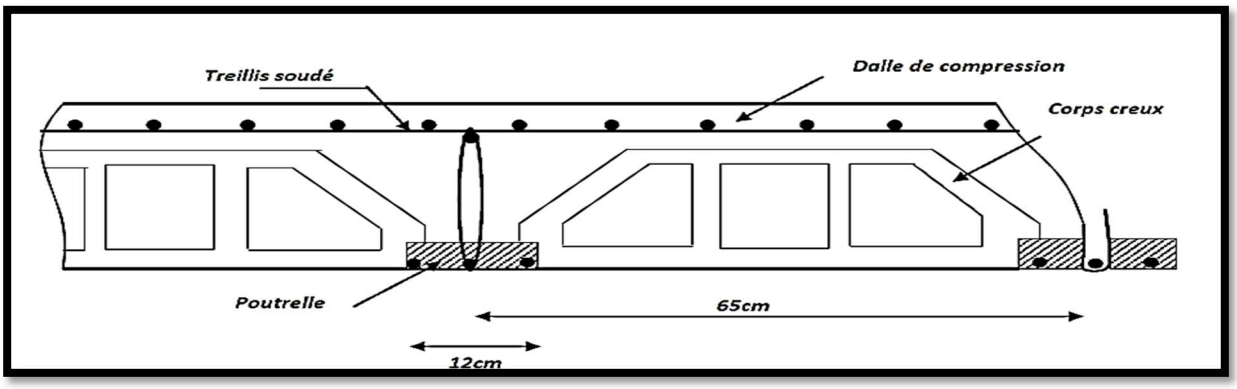


Figure. II.1 : schéma du plancher corps creux

- **Plancher en dalle pleine** : (salle machine)

Les dalles pleines sont de fines plaques dont l'épaisseur est faible en comparaison avec les autres dimensions. Celle-ci est définie en fonction des conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

L'épaisseur des panneaux de dalle ce calcul par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

α : l'élancement de la dalle

Lx : petit côté du panneau de dalle

Ly : grand coté du panneau de dalle

On a :

Lx = 2.20 m

Ly = 4 m

$$\alpha = \frac{2.20}{4} = 0.55$$

$0.4 < 0.55 < 1$ **La dalle travaille dans les deux sens**

Donc : l'épaisseur sera calculée par la formule $ep \geq \frac{L_x}{30} = \frac{220}{30} = 7.33\ cm$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le (RPA 2024) est de cm ;

Par mesureur de sécurité on opte une épaisseur de **15 cm**

II.2. Les poutres

D'après le : **[RPA2024]**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 25$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $\frac{h}{b} \leq 4.0$
- $b_{max} \leq (1.5h + b1)$

II.2.1. Les Poutres principales (les poutres porteuses).

A. Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : h_{pp} : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas **L =430– 30= 400 cm**

Donc :

$$\frac{400}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{400}{10} \qquad 26,66 \leq h_{pp} \leq 40$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité h_{pp} = 35 cm.

B. Largeur de la poutre

$0,4\ h_p \leq b \leq 0,7\ h_p$

Donc : $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$ $\quad 14 \leq b \leq 24.5$ (cm)

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 25 cm.

C. Vérification des exigences de RPA 2024

- $h_{pp} = 35 \geq 30$ cm → condition vérifiée.
- $b_{pp} = 25 \geq 25$ cm → condition vérifiée.
- $h / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4$ → condition vérifiée.

La section de la poutre principale **(b x h) = (25*35) cm^2.**

II.2.2. Les poutres secondaires

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

A. Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : h_{ps} : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas L =400– 30= 370 cm

Donc :

$$\frac{370}{15} \leq h_p \leq \frac{370}{10} \qquad 24,66 \leq h_p \leq 37$$

On prendra comme hauteur $\mathbf{h_{ps}}$ pour les poutres secondaire, h_{ps} = 35 cm.

B. Largeur de la poutre

$0,4\ h_p \leq b \leq 0,7\ h_p$

Donc : $0,4 * 35 \leq b \leq 0,7 * 35$ $\quad 14 \leq b \leq 24.5$(cm)

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 25 cm.

C. Vérification des exigences de RPA 2024

- h_{ps} = 35 cm ≥ 30 cm → condition vérifiée.
- b_{ps} = 25 cm ≥ 25 cm → condition vérifiée.
- h / b = 35 / 25= 1.4 ≤ 4 → condition vérifiée.

La section de la poutre secondaire **(b x h) = (25 * 35) cm².**

II.2.3. Les Poutres de chainage.

A. Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ch} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : h_{ch} : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas L =390 cm

Donc :

$$\frac{390}{15} \leq h_{ch} \leq \frac{390}{10} \qquad 26 \leq h_p \leq 35$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité h_{pp} = 30 cm.

B. Largeur de la poutre

0,4 $h_p \leq b \leq 0,7\ h_p$

Donc : 0,4 x 30 ≤ b ≤ 0,7 x 30 12≤ b ≤ 21 (cm)

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 25 cm.

C. Vérification des exigences de RPA 2024

- h_{pp} = 30 ≥ 30 cm → condition vérifiée.
- b_{pp} = 25 ≥ 25 cm → condition vérifiée.
- h / b = 30 / 25 = 1.2 ≤ 4 → condition vérifiée.

La section de la poutre principale **(b x h) = (25*30) cm².**

II.2.4. Les Poutres paliers

A. Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : h_{pal} : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas L =400

Donc :

$$\frac{400}{15} \leq h_p \leq \frac{400}{10} \qquad 26,66 \leq h_p \leq 40$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité h_{pal}= 35 cm.

B. Largeur de la poutre

$0{,}4\ h_p \leq b \leq 0{,}7\ h_p$

Donc : $0{,}4 \times 35 \leq b \leq 0{,}7 \times 35$ $\quad 14 \leq b \leq 24.5$ (cm)

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 25 cm.

C. Vérification des exigences de RPA 2024

- $h_{pp} = 35 \geq 30$ cm → condition vérifiée.
- $b_{pp} = 25 \geq 25$ cm → condition vérifiée.
- $h / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4$ → condition vérifiée.

La section de la poutre principale **(b x h) = (25*35) cm².**

II.3. Les 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 des chargements horizontaux.

D'après le (RPA 2024) : on considère les éléments satisfaisant la condition

[**Lw ≥ 1 m]** comme des voiles.

Avec

l_w: Longueur du voile.

b_w : épaisseur du voile.

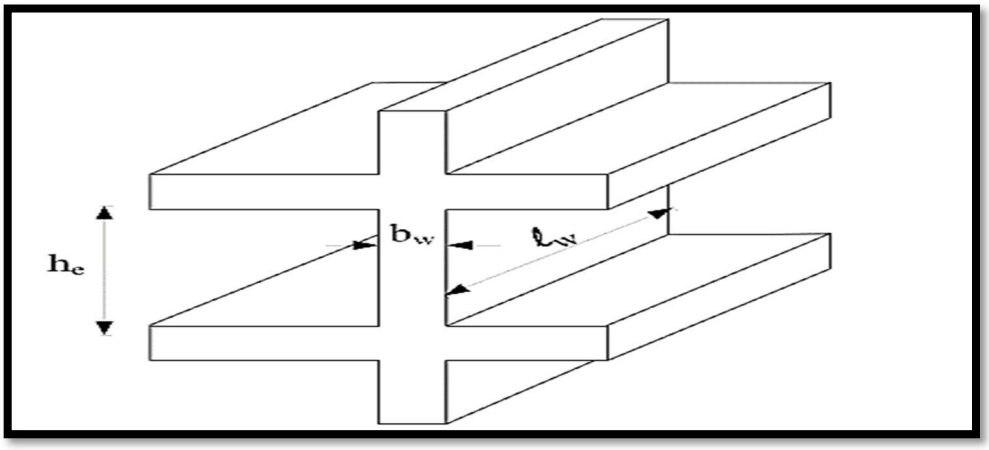


Figure. II.2 : Coupe de voile en élévation

II.3.1. L'épaisseur du voile (b_w)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage **(he)** et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm.**

$b_w \geq \max(15\ \text{cm}, he / 20)$

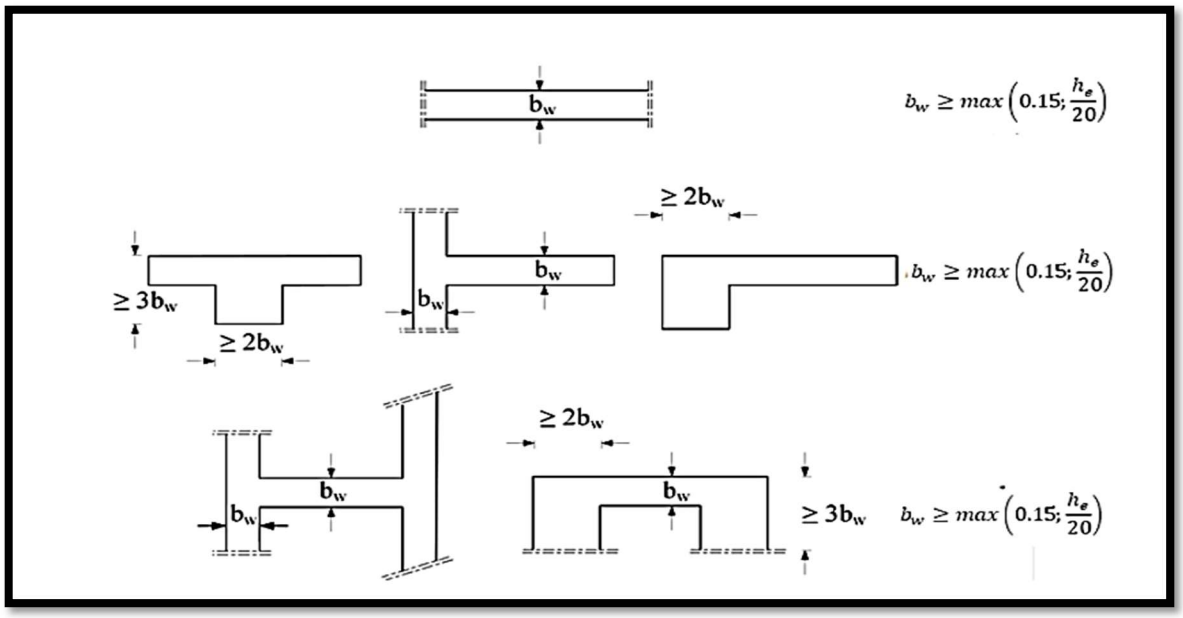


Figure. II.3 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

Avec
he = h – ep et : Epaisseur de plancher.

- **Pour le RDC**

he = h – ep = 408 - 20 =388 cm
$b_w \geq$ max (15 cm , 388 / 20) $b_w \geq$ max (15 cm , 19,4)
b_w = 25 cm

- **Pour l'étage courant**

he = h – ep = 306 - 20 =286 cm
$b_w \geq$ max (15 cm , 286 / 20) $b_w \geq$ max (15 cm , 14,3)
b_w = 25 cm

II.3.2. Longueur du voile (l_w)

$L_w \geq$ Max (he/3, $4b_w$, 1m)

- **Pour le RDC**

$L_w \geq$ Max (3,88/3, 4*0,25 , 1m) $L_w \geq$ Max (1,29m , 1m , 1m)
Donc Les voiles dans le RDC doivent avoir une longueur **L_w = 1,30 M**

- **Pour l'étage courant**

$L_w \geq$ Max (2,86/3 , 4*0,25 , 1m) $L_w \geq$ Max (0,95m , 1m , 1m)
Donc Les voiles dans les étages courants doivent avoir une longueur **L_w = 1.30 M**

II.4. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à **l'ELS** pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort normal de compression simple $\mathbf{N_d}$, en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $\mathbf{v} = \frac{N_d}{B_C * f_{cj}}$

N_d : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$\mathbf{N_d = G_{cum} + Q_{cum}}$

B_C : section transversale du poteau.

f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton à j jours, donnée par :

f_{cj} = 0.6 fc28 = 15 MPa.

L'effort normal « Ns » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 99.

II.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes **G** et les surcharges d'exploitations **Q** nous allons utiliser le **DTR B.C.22**

A. Charges permanentes G

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

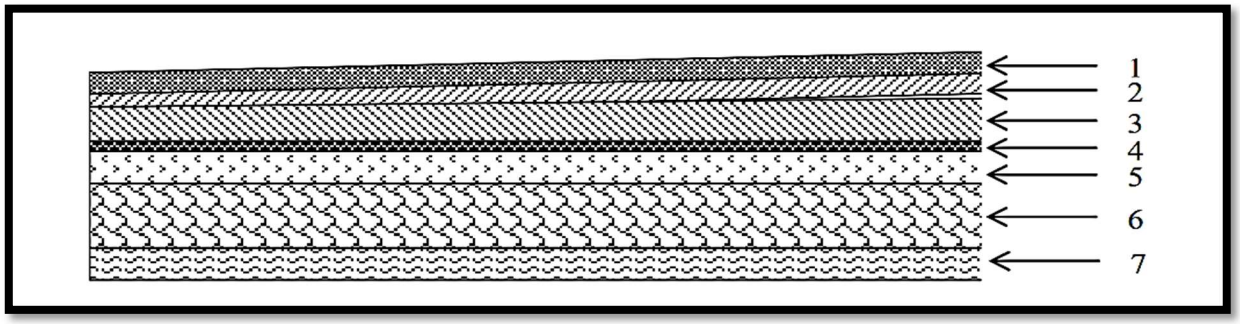


Figure. II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse

Eléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m3)	La charge (KN/m2)
1. Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3. Béton en forme de pente	0.05	22	11
4. Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5. Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6. Plancher à corps creux	0.16 + 0.04	14	2.8
7. Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
La charge permanente		**G (KN/m²)**	**= 5.24**

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G du plancher terrasse inaccessible.

- **Plancher étage courant**

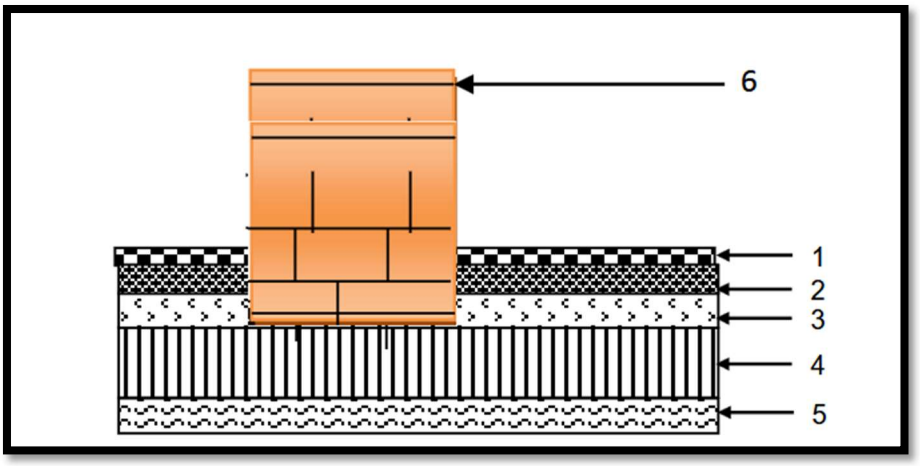


Figure. II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Eléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m3)	La charge (KN/m2)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle en corps creux	0.16 + 0,04	14	2.8
5. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6. Cloison	0.10	10	1
La charge permanente		**G (KN/m²)**	**= 5.16**

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G de l'étage courant

- **Dalle pleine (salle machine)**

Eléments	Epaisseur	G (KN/m³)	G (KN/m²)
Dalle pleine	0.15	25	3.75
La charge permanent uniformément repartie G (KN/m²)			3.75
La surcharge d'exploitation uniformément repartie (KN/m²)			1
La charge d'exploitation concentrique P(KN): La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8.			P=90KN

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente G de la salle machine

B. Charges d'exploitation

Eléments	Q (KN /m²)
1.Plancher terrasse inaccessible.	1.00
2. Planche d'étage courant	1.50
3. balcon	3.50
4. Plancher RDC	1.50
5.Acrotere	1.00
6.Escaliers	2.50
7. Plancher Dalle pleine	1.00

Tableau II.4 : Valeurs des charges d'exploitation

C. Descente de charge

- **Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité**
  - ❖ **Surface d'influence du poteau G 5**

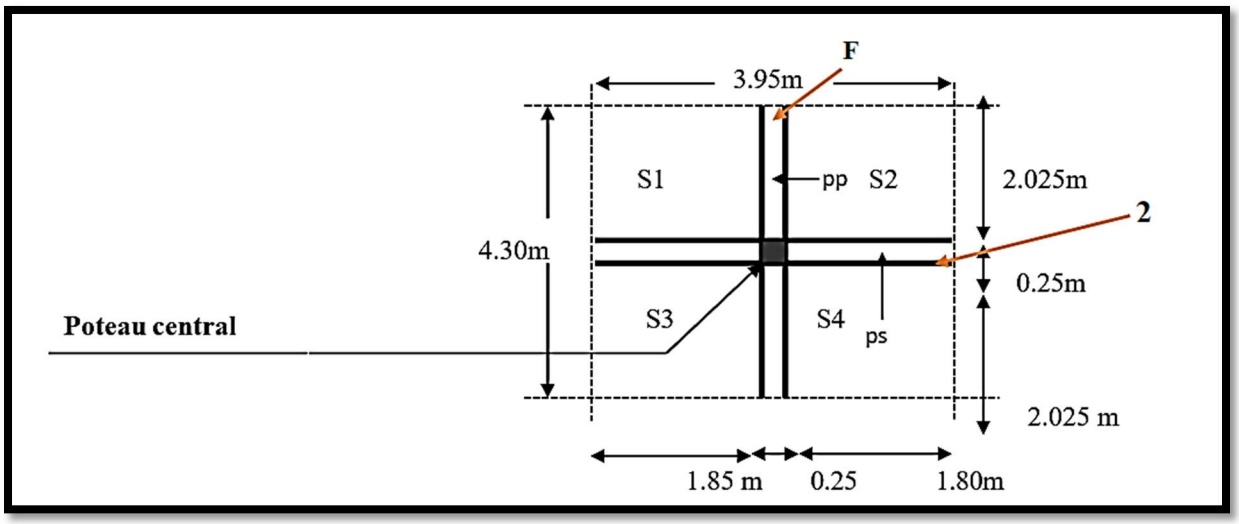


Figure. II.6 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

- ❖ **Section nette :**

Sn = S1+S2+S3+S4

S1=S3=2.025*1.80= 3.75 m²

S2=S4=2.025*1.85= 3.65 m²

Sn = [(2*3.75)+(2*3.65)]m2

Sn = 14.80 m².

❖ **Section brute :**

Sb = 4.30 x 3.90

Sb = 16.77 m².

- **Charge permanente revenant à chaque plancher**

Plancher terrasse: Gt = 5.24 KN/m².

Plancher étage courant : Gt = 5.16 KN/m².

Plancher RDC: Gt = 5.16 KN/m².

- **Poids revenant à chaque plancher**

Poids du plancher **P = G * S**

- **Plancher terrasse**

P = 5.24 x 14.8 = 77.55 KN.

- **Plancher étage**

P = 5.16 x 14.8 = 76.36 KN.

- **Poids propre revenant à chaque poutre**

P = (b * h) * ρ * L

- **Poutres principales :**

P = (0.25*0.35) * 25 * (2.025+2.025) = **8.92 KN.**

- **Poutres secondaires :**

P = (0.25*0.35) * 25*(1.80+1.85) = **7.98 KN**

- **Poutres de chainage :**

P = (0.25*0.30) * 25*(4.00) = **7.5 KN**

- **Poutres palier :**

P = (0.25*0.35) * 25*(4.00) = **8.75 KN**

D'où le poids total :

P = 8.92+ 7.98+7.5+8.75

Ce qui donne : **P = 33.15 KN.**

- **Poids propre des poteaux :**

La section minimale des poteaux dans le nouveau **RPA 2024** pour la zone **V** est b = (30x30) cm^2

- **Poids de poteaux d'étage courant :**

G = 0.30 *0.30 *3.06 * 25 = **6.88 KN.**

- **Poids de poteau du RDC :**

G = 0.30 * 0.30 * 4.08 * 25 = **9.18 KN**

D. Surcharges d'exploitation :

- **Plancher terrasse** Q_0 = 1.00 * 14.8 = **14.8 KN.**
- **Plancher RDC** Q_{RDC} = 2.5 * 14.8 = **37 KN.**
- **Plancher étage courant** Q_i = 1.50 * 14.8 = **22.2 KN.**

Niveaux		**Q (KN)**
Terrasse	**Q_0**	**14.8**
Plancher 7 éme	**Q_1**	**22.2**
Plancher 6 éme	**Q_2**	**22.2**
Plancher 5 éme	**Q_3**	**22.2**
Plancher 4 éme	**Q_4**	**22.2**
Plancher 3 éme	**Q_5**	**22.2**
Plancher 2 éme	**Q_6**	**22.2**
Plancher etage 1	**Q_7**	**22.2**
Plancher RDC	**Q_{RDC}**	**37**

Tableau II.5 : Récapitulatif des Surcharges d'exploitation

E. Loi de dégression de charge

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$\mathbf{Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{n} Q_i} \quad ; \text{pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.
n : numéro de l'étage du haut vers le bas.
Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

F. Le calcul de Q Cumulée :

- Terrasse : Q_0 = **14.8 KN**

- Plancher étage 7 : $Q_0 + Q_1$ = [14.8 + 22.2] = **37 KN**

- Plancher étage 6 : Q_0 + **0.95** [Q_1+ Q_2]

14.8+**0.95** [2* 22.2] = **56.98 KN**

- Plancher étage 5 : Q_0 + **0.90** [Q_1+ Q_2+ Q_3]

14.8 + **0.90** [3*22.2] = **74.74 KN**

- Plancher étage 4 : Q_0 + **0.85** [Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4]

14.8+ **0.85** [4* 22.2] = **90.28 KN**

- Plancher étage 3 : Q_0 + **0.80** [Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5]

14.8 + **0.80** [5*22.2] = **103.6 KN**

- Plancher étage 2 : Q_0 + **0.75**[Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6]

14.8 + **0.75**[6*22.2] = **114.7 KN**

- Plancher étage 1 : Q_0 + **0.70**[Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7]

14.8+ **0.70**[7*22.2] = **123.58 KN**

- Plancher RDC : Q_0 + **1** [Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_{RDC}]

14.8 + **1** [7*22.2 + 37] = **207.2 KN**

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts Normaux N_d=Gc+Qc [kN]	Section du poteau [cm²]	
	G Poutre	G Plancher	G Poteaux	G Total	G Cumulée	Coefficient de dégression	Q Cumulée		Section Trouvée $V \geq \frac{N_d}{B_C * f_{cj}}$	Section adopté
8	19	77.55	6.88	103.43	103.43	1	14.8	118.23	78.82	30*30
7	19	76.36	6.88	102.24	205.67	1	37	257.47	171.646	30*30
6	19	76.36	6.88	102.24	307.91	0.95	56.98	416.43	277.62	30*30
5	19	76.36	6.88	102.24	410.15	0.90	74.74	593.67	395.78	35*35
4	19	76.36	6.88	102.24	512.39	0.85	90.28	786.19	524.12	35*35
3	19	76.36	6.88	102.24	614.63	0.80	103.6	992.03	661.353	35*35
2	19	76.36	6.88	102.24	716.87	0.75	114.7	1208.97	805.98	40*40
1	19	76.36	6.88	102.24	819.11	0.70	123.58	1434.79	956.526	40*40
RDC	19	76.36	9.18	104.54	923.65	1	207.2	1746.53	1164.353	40*40

Tableau II.6 : Récapitulatif de la descente de charge

II.4.2. Vérification selon le RPA 2024

D'après le **RPA 2024** on doit vérifier les conditions suivantes :

Min (b1, h1) ≥ 30 cm : en zone V

Min (b1, h1) ≥ $\frac{L_{cl}}{20}$: quelle que soit la zone

$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$: quelle que soit la zone

Avec :

b et h : dimensions des poteaux

l_{cl} : est la hauteur libre du poteau

- **Poteaux du RDC (35*35)**

l_{cal} = 408-20= 388 cm

- (35*35) > 30 cm
- (35*35) > $\frac{Lcl}{20} = \frac{388}{20} = 19.4\ cm$
- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$

- **Poteaux d'étage 1, 2 éme (35*35)**

l_{cal} = 306-20= 286 cm

- (35*35) > 30 cm
- (35*35) > $\frac{Lcl}{20} = \frac{286}{20} = 14.3\ cm$
- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$

- **Poteaux d'étage 3 éme,4…,8 éme (30*30)**

l_{cal} = 306-20= 286 cm

- (30*30) ≥ 30 cm
- (30*30) > $\frac{Lcl}{20} = \frac{286}{20} = 14.3\ cm$
- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$

Conclusion

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA2024.

II.4.3. Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

Lf : longueur de flambement **($Lf = 0.7 * l_0$)** (BAEL91modifié99 ; B.8.3.3.1)

l_0 : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{b*h^3/12}{b*h}}$

S : section transversale du poteau **(b*h)**

I : moment d'inertie du poteau $\frac{b*h^3}{12}$

Niveau	b (cm)	h (cm)	S (cm2)	I (cm4)	i (cm)	l_0 (cm)	Lf (cm)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Condition $\lambda \leq 50$
8	30	30	900	67500	8.66	286	200.2	23.12	condition vérifiée
7	30	30	900	67500	8.66	286	200.2	23.12	condition vérifiée
6	30	30	900	67500	8.66	286	200.2	23.12	condition vérifiée
5	35	35	900	125052	10.103	286	200.2	19.815	condition vérifiée
4	35	35	900	125052	10.103	286	200.2	19.815	condition vérifiée
3	35	35	900	125052	10.103	286	200.2	19.815	condition vérifiée
2	40	40	1600	213333.33	11.58	286	200.2	17.288	condition vérifiée
1	40	40	1600	213333.33	11.58	286	200.2	17.288	condition vérifiée
RDC	40	40	1600	213333.33	11.58	388	270.2	23.33	condition vérifiée

Tableau II.7 : Vérification des poteaux au flambement

Conclusion

À ce niveau, un pré-dimensionnement de l'ensemble des éléments structuraux de l'ouvrage a été effectué. Cependant, les sections obtenues ne sont pas définitives, car elles pourront être ajustées après l'étude dynamique. Ainsi, le pré-dimensionnement a été réalisé en tenant compte des paramètres suivants :

- **Plancher à corps creux :** 16+4 cm

- **Dalles pleines Salle machine** : épaisseur de 15 cm.

- **Poutre :**
  - Poutres principales : (25*35) cm2.
  - Poutres secondaires : (25*35) cm2.
  - Poutres de chainage : (25*30) cm2.
  - Poutres paliers : (25*35) cm2.

- **Poteaux :**
  - RDC 1er 2^{éme} étage : (40*40) cm2.
  - 3^{éme} au 5^{éme} étage : (35*35) cm2.
  - 6^{éme} au 8^{éme} étage : (30*30) cm2.

- **Voiles** : longueur minimale égale à 100 cm.
  - RDC : Épaisseur de 25 cm
  - L'étage courant : Épaisseur de 25 cm

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux qui sont : les planchers, les escaliers, les consoles et l'acrotère ; à savoir la détermination des armatures et les différentes vérifications.

III.1. Les planchers :

Notre structure est constituée des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

III.1.1. Calcul et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de **4 cm**, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance **(TLE520)**, 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.

Selon **le BAEL 91/99 (Art B.6.8.423).** Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

A. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A\perp = \frac{4 * L}{F_e}$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

$$A\perp = \frac{4 * 65}{520} = \frac{260}{520} = 0.5\ cm^2 \qquad A\perp \geq\ 0.5\ cm^2/ml$$

Donc nous adaptons : **5T5= 0.98 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

B. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A// = \frac{A\perp}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\ cm^2 \qquad A// =\ 0.49\ cm^2/ml$$

Donc nous adaptons : **5T5 = 0.98cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

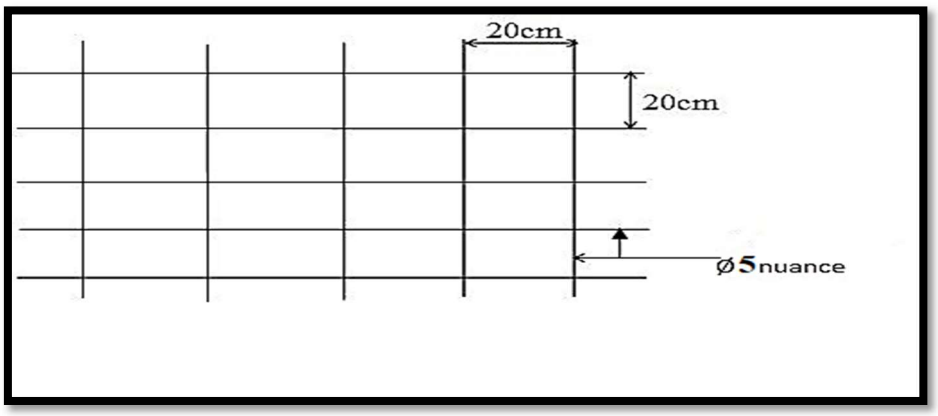


Figure III.1 : Schéma du treillis soudé.

III.1.2. Etude 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

A. 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 poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à (4 x12) cm².

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis **(BAEL 91/Art B.6.1, 1).**

- **Calcul des charges :**

- Le poids propre de la poutrelle est : G_1= 0.12×0.04×25 = 0.12 kN/ml
- Le poids propre de corps creux est : G_2= 0.95×0.65 = 0.62 kN/ml
- Le poids de l'ouvrier est estimé à : Q=1kN/ml

- Charge permanente : **G=G_1+G_2 = 0,74 KN/ml.**
- Charge d'exploitation : **Q = 1KN/ml**

- **Ferraillage à l'ELU**

❖ **Combinaison de charges :**

qu= 1.35 G + 1.5 Q

qu = 1.35 (0.12+0.62) + 1.5(1) =2.50 KN/ml

❖ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{(q_u)l^2}{8} = \frac{2.5*4^2}{8} = 5KN.m$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{(q_u)\,l}{2} = \frac{2.5*4}{2} = 5KN$$

❖ **Calcul d'armatures :**

b = 12 cm. h = 4 cm.

d = h-c = 4-2 = 2 cm. $\begin{pmatrix} d : hauteur\ utile\ et \\ c : l'enrobage\ c = 2cm \end{pmatrix}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5*10^5}{2*2^2*14.2*10^2} = 7.33$$

$\mu = 7.33 > \mu_1$ Donc la Section doublement armée (SDA).

Conclusion :

Sachant que la dimension des poutrelles est de 12 * 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaires afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression (Asc=0) ne soit pas nécessaire.

B. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière. Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

- **Poids des planchers :**

❖ **Plancher terrasse :**

- Charges permanentes : G= 5,24 * 0,65 = **3,406KN/ml**
- Charges d'exploitations : Q = 1 * 0,65 = **0,65 KN/ml**

❖ **Plancher étage courant :**

- Charges permanentes : G= 5,16 * 0,65 = **3,354KN/ml**
- Charges d'exploitations : Q = 1.5 * 0,65 = **0,975 KN/ml**

❖ **Plancher RDC :**

- Charges permanentes : G= 5,16 * 0,65 = **3,354KN/ml**
- Charges d'exploitations : Q = 1.5 * 0,65 = **0,975 KN/ml**

- **Combinaison des charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

- ELU : Q_u= 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 3.406) + (1.5*0.65) = **5.573 KN/ml.**
- ELS : = Q_s= G + Q = (3.406 + 0.65) = **4.056 KN/ml.**

❖ **Plancher étage courant :**

- ELU : Q_u= 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 3.354) + (1.5*0.975) = **6 KN/ml.**
- ELS : = Q_s= G + Q = (3.354 + 0.975) = **4.329 KN/ml.**

❖ **Plancher RDC :**

- ELU : Q_u= 1.35G + 1.5Q =(1.35 * 3.354) + (1.5*0.975) = **6 KN/ml.**
- ELS : = Q_s= G + Q = (3.354 + 0.975) = **4.329 KN/ml.**

Remarque :

Le plancher de RDC et celui de l'étage courant représente le cas le plus défavorable.

G = 5,16 * 0,65 = **3,354KN/ml** **Q** = 1.5 * 0,65 = **0,975 KN/ml**

C. Choix de la méthode de calcul :

Pour déterminer les moments fléchissant le calcul se fera par l'une des méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de la RDM (trois moments)
- La méthode de Caquot.

- **Méthode forfaitaire :**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire **(BAEL 91, Art. B.6.2 210) :**

Poutrelle sur 8 appuis et 7 travées

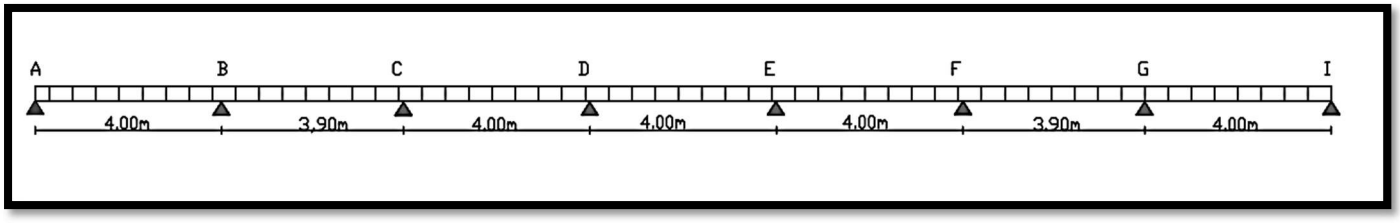


Figure III.2 : Schéma isostatique de la poutrelle à 7 travées.

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

$$Q \leq Min(2G, 5KN/m^2)$$

$Q_{RDC} = 1.5 * 0.65 = 0.975$ $Q = 0.975$ KN/m^2 < 5 KN/m^2

$2G = 2* 3.354 = 6.708$ **Condition vérifié**

- Les fissurations est considérée comme non préjudiciable. **Condition vérifiée.**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées **Condition vérifiée.**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\mathbf{0.80} \leq \frac{L1}{L2} = \frac{4.00}{3.90} = 1.025 \leq \mathbf{1.25} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$
$$\mathbf{0.80} \leq \frac{L2}{L3} = \frac{3.90}{4.00} = 0.975 \leq \mathbf{1.25} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$
$$\mathbf{0.80} \leq \frac{L3}{L4} = \frac{4.00}{4.00} = 1.00 \leq \mathbf{1.25} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$
$$\mathbf{0.80} \leq \frac{L4}{L5} = \frac{4.00}{4.00} = 1.00 \leq \mathbf{1.25} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$
$$\mathbf{0.80} \leq \frac{L5}{L6} = \frac{4.00}{3.90} = 1.025 \leq \mathbf{1.25} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$
$$\mathbf{0.80} \leq \frac{L6}{L7} = \frac{3.90}{4.00} = 0.975 \leq \mathbf{1.25} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

D. Application de la méthode forfaitaire :

A l'ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q =$ **6 KN/ml.**

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975+3.354} = \mathbf{0.225} \longleftrightarrow \mathbf{0} < \alpha < \frac{2}{3}$$

• M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis.

$M_0 = \frac{qL^2}{8}$ Avec : L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

• M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

• M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les valeurs de M_e, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha))M_0$$

$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \rightarrow$ Dans le cas d'une travée intermédiaire.

$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \rightarrow$ Dans le cas d'une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

- 0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- 0.3 M_0 : pour les appuis de rive semi encastrés.

Effort tranchant :

$$T(x) = Q(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L}$$

Avec

l : Longueur de la travée considérée.

θ(x) : Effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u.L}{2} + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{1} \qquad T_e = -\frac{q_u.L}{2} + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{1}$$

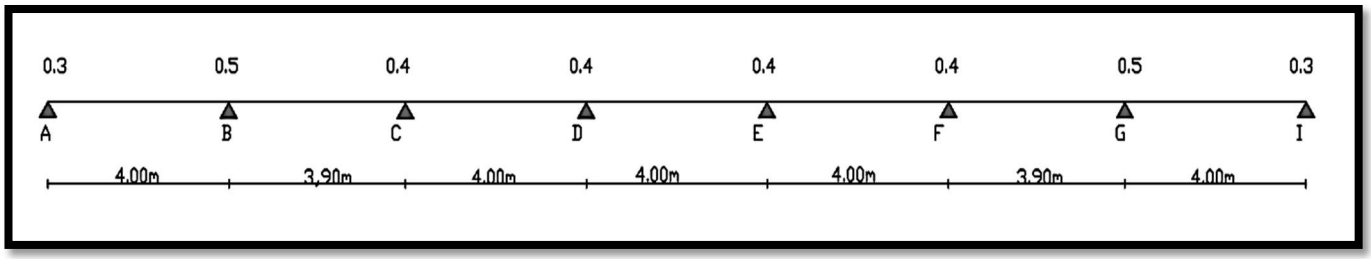
Application

On a $\propto = 0.225$

$1 + 0.3 \propto$	$\frac{1 + 0.3 \propto}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3 \propto}{2}$
1.0675	**0.534**	**0.634**

- **Le Calcul à l'ELU**

❖ **Cas 1 : poutrelles à 7 travées**



- Calcul des moments fléchissant :

$M_0 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_7$

$$\boldsymbol{M_0 = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{6*4^2}{8}}$$

M_0 =12 KN.m

$M_1 = M_6$

$$M_1 = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{6*3.9^2}{8}$$

$$\boldsymbol{M_1 = 11.41\ KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$M_A = M_I = 0.3M_0 = 3.6$ KN.m

$M_B = M_G =$ Max $(M_0 ; M_1) = 0.5\ M_0 = 6$ KN.m

$M_C = M_F =$ Max $(M_0 = M_1) = 0.4\ M_0 = 4.8$ KN.m

$M_D = M_E = 0.4M_0 = 4.8$ KN.m

- Calcul des moments en travées :

Les travées de rives AB et GI :

$$\boldsymbol{M_t^{AB} =\geq Max\{1.05M_0; (1.03 \propto)M_0\} - \frac{M_A+M_B}{2}}$$

On a : $1 + 03 \propto =$ **1.0675** > 1.05

Donc : $M_t^{AB} \geq \{1.0675\ M_0\} - \frac{M_A+M_B}{2}$

$$M_t^{AB} \geq \{1.0675 * 12\} - \frac{3.6+6}{2}$$

$$\boldsymbol{M_t^{AB} = 8.01\ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\propto}{2} M_0$$

$$M_t^{AB} \geq 0.634 * 12 = 7.608$$

$$\boldsymbol{M_t^{AB} = 7.608\ KN.m}$$

On prend : $\boldsymbol{M_t^{AB} = M_t^{GI} = 8.01\ KN.m}$

- Les travées intermédiaires :

Travée BC et FG :

$$\boldsymbol{M_t^{BC} =\geq Max\{1.05M_0; (1.03\ \propto)M_0\} - \frac{M_B+M_C}{2}}$$

On a : $1 + 03 \propto =$ **1.0675** > 1.05

Donc : $M_t^{BC} \geq \{1.0675\ M_0\} - \frac{M_B+M_C}{2}$

$M_t^{BC} \geq \{1.0675 * 12\} - \frac{6+4.8}{2}$

$\boldsymbol{M_t^{BC} = 7.41\ KN.m}$

$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\propto}{2} M_0$

$M_t^{BC} \geq 0.534 * 12 = 6.408$

$\boldsymbol{M_t^{BC} = 6.408\ KN.m}$

On prend : $\boldsymbol{M_t^{BC} = M_t^{FG} = 7.41\ KN.m}$

Travée CD, DE et EF :

$$\boldsymbol{M_t^{CD} =\geq Max\{1.05M_0; (1.03\ \propto)M_0\} - \frac{M_C+M_D}{2}}$$

On a : $1 + 03 \propto =$ **1.0675** > 1.05

Donc : $M_t^{CD} \geq \{1.0675\ M_0\} - \frac{M_C+M_D}{2}$

$M_t^{CD} \geq \{1.0675 * 12\} - \frac{4.8+4.8}{2}$

$\boldsymbol{M_t^{CD} = 8.01\ KN.m}$

$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\propto}{2} M_0$

$M_t^{CD} \geq 0.634 * 12 = 7.608$

$\boldsymbol{M_t^{CD} = 8.01\ KN.m}$

On prend : $\boldsymbol{M_t^{CD} = M_t^{DE} = M_t^{EF} = 8.01\ KN.m}$

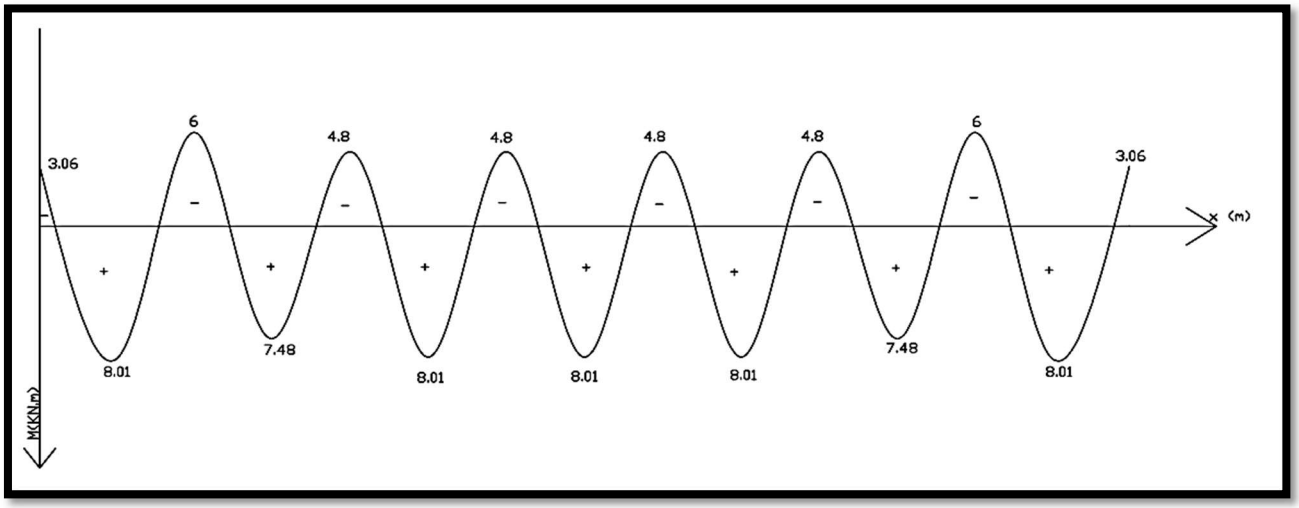


Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- Calcul des efforts tranchants $T_A = \frac{q_u * L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$

- **Travée AB :**

$T_A = \frac{q_u * L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$

$T_A = \frac{6 * 4}{2} + \frac{-6-3.6}{4}$

$T_A = 9.6\ KN$

$T_B = -\frac{q_u * L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$

$T_B = -\frac{6 * 4}{2} + \frac{-6-3.6}{4}$

$T_B = -14.4\ KN$

- **Travée BC :**

$T_B = \frac{q_u * L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$

$T_B = \frac{6 * 3.9}{2} + \frac{-4.8-6}{3.9}$

$T_B = 9.24\ KN$

$T_C = -\frac{q_u * L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$

$T_C = -\frac{6 * 3.9}{2} + \frac{-4.8-6}{3.9}$

$T_C = -14.16\ KN$

- **Travée CD :**

$T_C = 9.6KN$

$T_D = -14.4\ KN$

- **Travée DE :**

$T_D = 9.6\ KN$

$T_E = -14.4\ KN$

- **Travée EF :**

$T_E = 9.6\ KN$

$T_F = -14.4\ KN$

- **Travée FG :**

$T_F = 9.24\ KN$

$T_G = -14.16\ KN$

- **Travée GI :**

$T_G = 9.6\ KN$

$T_I = -14.4\ KN$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-I
Mw (KN.m)	3.6	6	4.8	4.8	4.8	6	3.6
Me (KN.m)	6	4.8	4.8	4.8	6	3.6	3.6
Mt (KN.m)	8.01	7.41	8.01	8.01	8.01	7.41	8.01
Tw (KN)	9.6	9.24	9.6	9.6	9.6	9.24	9.6
Te (KN)	-14.4	-14.16	-14.4	-14.4	-14.4	-14.16	-14.4

Tableau III.1 : Résultats du cas 1 à l'ELU

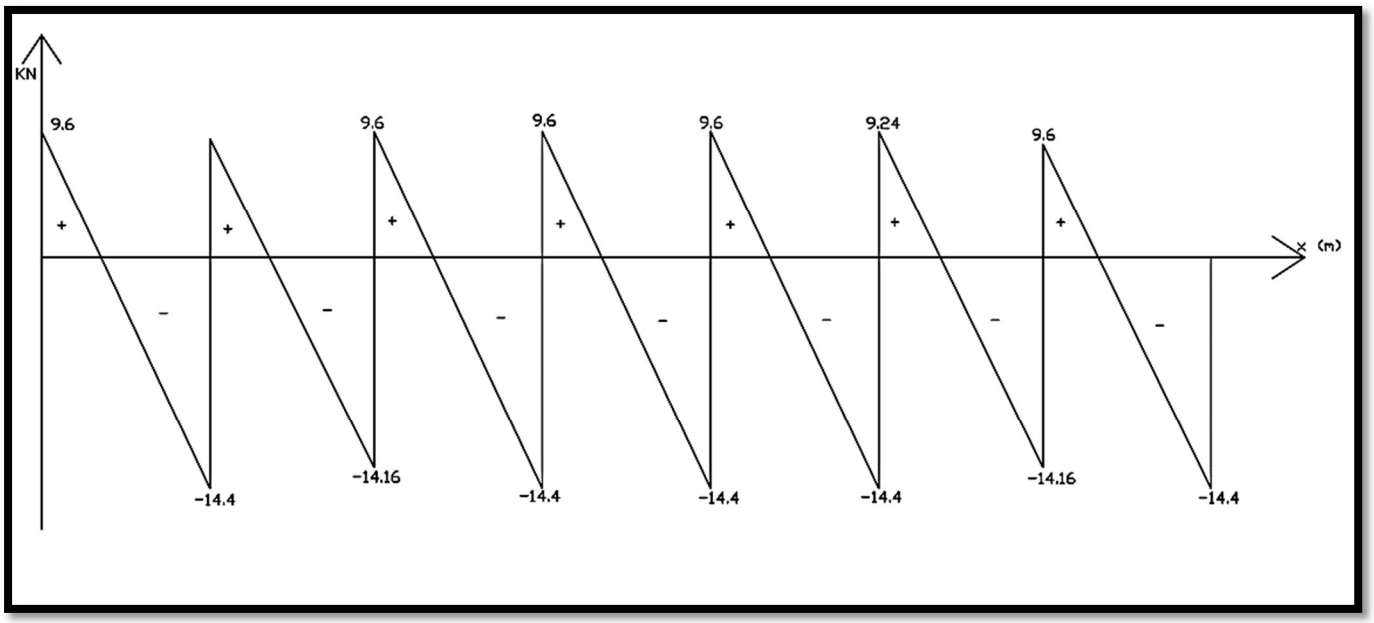


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Conclusion

Moment max en appuis : M_a max= 6 KN.m

Moment max en travée : M_t max= 8.01 KN.m

Effort tranchant max : T_u max = 14.4 KN

❖ **Cas 2 : poutrelles à 3 travées sur 4appuis**

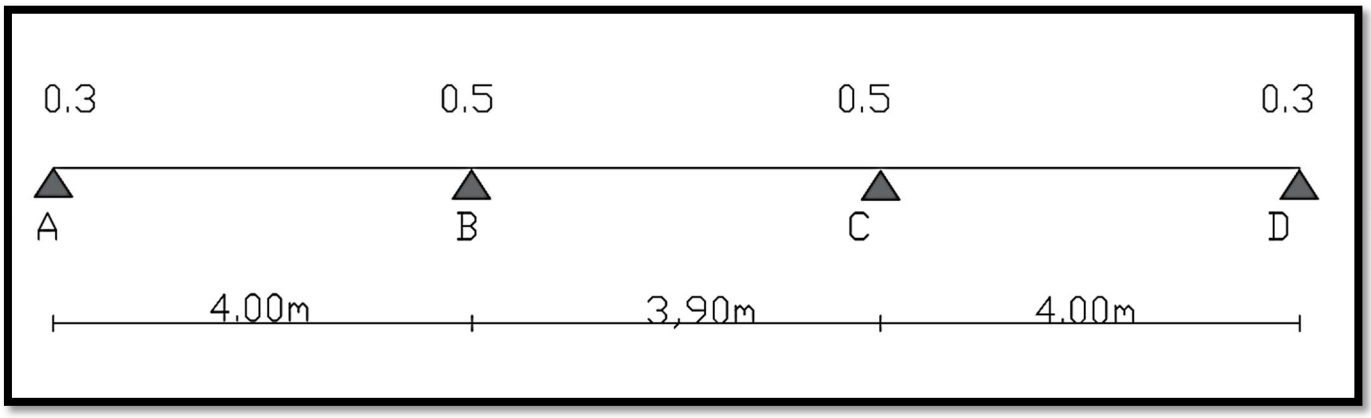


Figure III.5 : Schéma isostatique de la poutrelle à 3 travées.

- Calcul des moments fléchissant :

Travée AB = CD : $M_0 = \frac{q*l^2}{8} = \frac{6*4^2}{8} = 12$ **M_0= 12 KN.m**

Travée BC : $M_1 = \frac{q*l^2}{8} = \frac{6*3.9^2}{8} = 11.41$ **M_1 = 11.41 KN.m**

- Calcul des moments aux appuis :

$M_A = M_D = 0.3M_0 = 3.6$ KN.m

$M_B = M_C =$ Max (M_0 ; M_1) = 0.5 M_0 = 6 KN.m

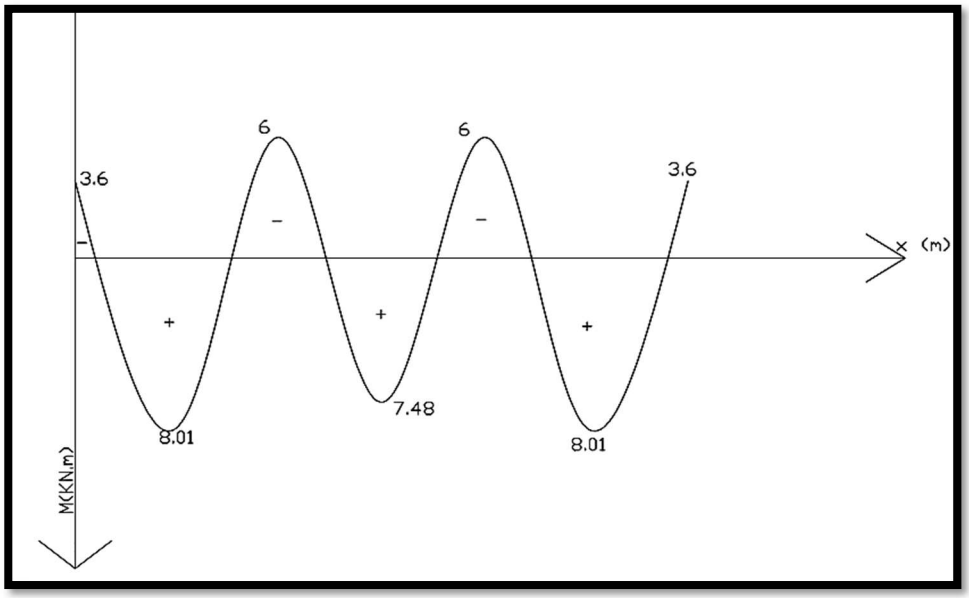


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- Calcul des moments en travées :

Les travées de rives AB et CD :

$$M_t^{AB} \geq Max\{1.05M_0; (1.03 \propto)M_0\} - \frac{M_A+M_B}{2}$$

On a : $1 + 03 \propto =$ **1.0675** > 1.05

Donc : $M_t^{AB} \geq \{1.0675\ M_0\} - \frac{M_A+M_B}{2}$

$M_t^{AB} \geq \{1.0675 * 12\} - \frac{3.6+6}{2}$

$\boldsymbol{M_t^{AB} = 8.01\ KN.m}$

$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\propto}{2} M_0$

$M_t^{AB} \geq 0.634 * 12 = 7.608$

$\boldsymbol{M_t^{AB} = 7.608\ KN.m}$

On prend : $\boldsymbol{M_t^{AB} = M_t^{CD} = 8.01\ KN.m}$

Travée BC :

$\boldsymbol{M_t^{BC} =\geq Max\{1.05M_0; (1.03 \propto)M_0\} - \frac{M_B+M_C}{2}}$

$M_t^{BC} = 6.81\ KN.m$

$M_t^{BC} = 7.608\ KN.m$

On prend : $\boldsymbol{M_t^{BC} = 7.608\ KN.m}$

- Calcul des efforts tranchants $\boldsymbol{T_A = \frac{q_u * L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}}$

Travée AB et CD :

$T_A = \frac{q_u * L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$

$T_A = \frac{6 * 4}{2} + \frac{-6-3.6}{4}$

$$\boldsymbol{T_A = T_C = 9.6\ KN}$$

$T_B = -\frac{q_u * L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$

$T_B = -\frac{6 * 4}{2} + \frac{-6-3.6}{4}$

$$\boldsymbol{T_B = T_D = -14.4\ KN}$$

Travée BC :

$$\boldsymbol{T_B = 8.62\ KN}$$

$$\boldsymbol{T_C = -14.78\ KN}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
Mw (KN.m)	3.6	6	3.6
Me (KN.m)	6	3.6	3.6
Mt (KN.m)	8.01	7.608	8.01
Tw (KN)	9.6	8.62	9.6
Te (KN)	-14.4	-14.78	-14.4

Tableau III.2: Résultats du cas 2 à l'ELU

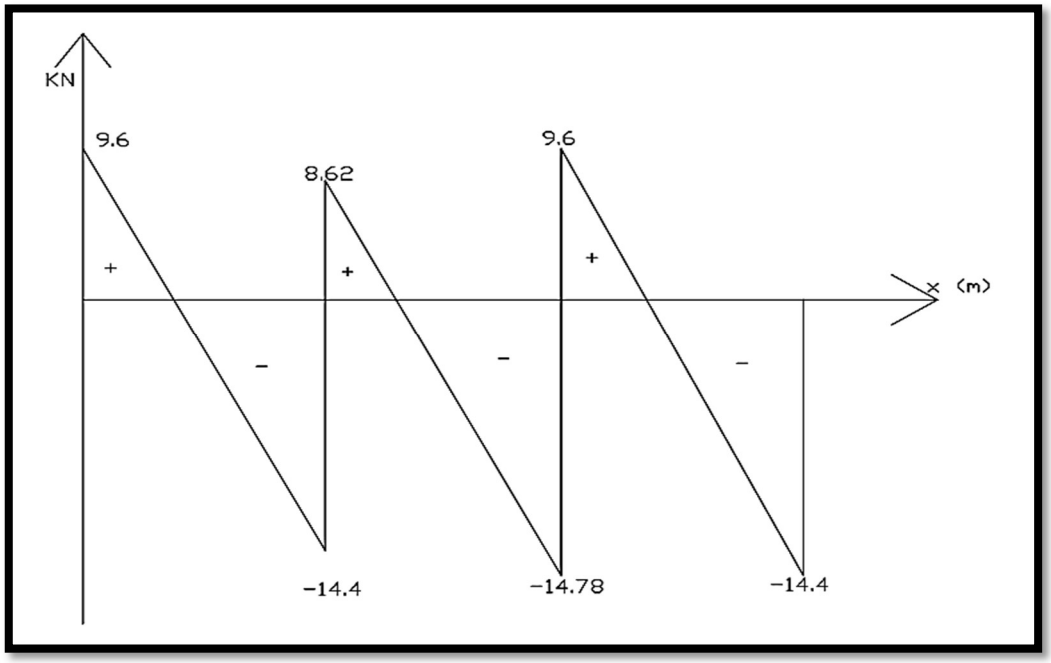


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Conclusion

Moment max en appuis : M_a max= 6 KN.m

Moment max en travée : M_t max= 8.01 KN.m

Effort tranchant max : T_u max = 14.78 KN

- **Le Ferraillage à l'ELU :**

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

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes

b = 65 cm;

b_0 = 12 cm;

h = 20 cm ;

h_0 = 4 cm ;

d = 18 cm

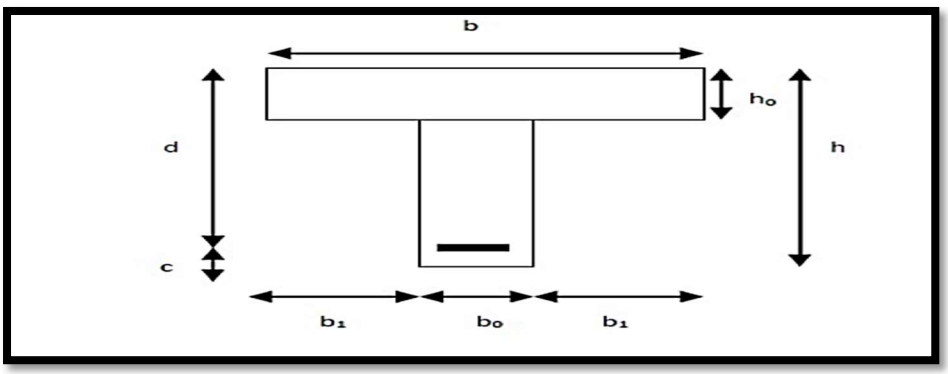


Figure III.8 : Section en Té de la pouterelle

❖ **Armatures longitudinales :**

- **En travée :**

Le moment maximal en travée : M_t max= 8.01 KN.m

Le moment équilibré par la table de compression :

$$\boldsymbol{M_0 = b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) * f_{bc}}$$

$$\boldsymbol{M_0 = 0.65 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) * 14.2 * 10^3 = 59.07\ KN.m}$$

M_t max= 8.01 KN.m < M_0 =59.07 KN.m

L'axe neutre est dans la table de compression donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur **b = 65cm** et de hauteur **h = 20cm**.

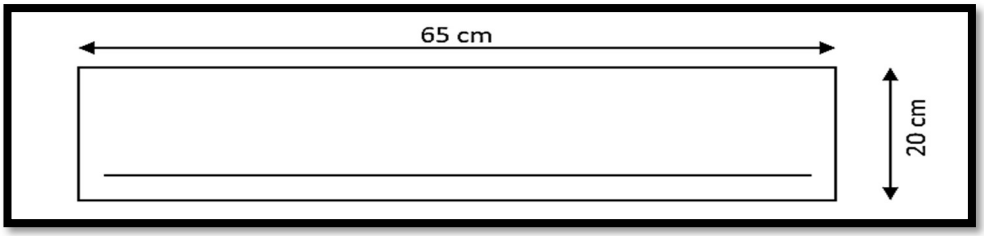


Figure III.9 : Section rectangulaire de (20x 65) cm².

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bu}}}$$

$$\mu = \frac{8.01*10^6}{650*180^2*14.2} = 0.026$$

$\mu = 0.026 < \mu_1 = 0.392$ Donc S.S.A (section simplement armée).

$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$

$$A = \frac{M_{max}^t}{\beta d^2 f_{bu}} = \frac{8.01* 10^6}{0.987*180*\frac{500*10^2}{1.15}} = 1.036\ cm^2$$

On opte **3HA8 = 1.51 cm²**

- **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b_0=12cm** et de hauteur **h=20cm.**

Le moment maximal Aux appuis : M_a max= 6 KN.m

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{6*10^6}{650*180^2*14.2} = 0.020$$

$\mu = 0.020 < \mu_1 = 0.392$ Donc S.S.A (section simplement armée).

$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.99$

$$A = \frac{M_{max}^t}{\beta d^2 f_{bu}} = \frac{8.01* 10^6}{0.99*180*\frac{500*10^2}{1.15}} = 0.77\ cm^2$$

On opte **2HA8 = 1.01 cm²** (1 fil +1 chap)

❖ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par **(Art A7.2,2/BAEL91modifié99) :**

$$\emptyset_t = \leq min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_1 ; \frac{12}{10} \right\}$$

Avec :

$\emptyset_t$: diamètre des armatures transversal.

$\emptyset_l$: diamètre des armatures longitudinal

$$\emptyset_t = \leq min \{0.57 ; 0.8 ; 1.2\} \rightarrow \emptyset_t = \quad 0.57\ cm^2$$

On choisit un cadre 2HA8 avec **At = 2HA8 = 1.01 cm²**

- Espacement des armatures transversales :

L`espacement est donnée par le règlement **(Art A.5.1,23/BAL91modifié99) :**

St ≤ min { 0.9d ; 40 cm } 0.9d = 0.9* 18 =16.2

St ≤ min { 16.2 cm ; 40 cm }

On prend : **St=15cm**

Donc :

En travée : **3HA8=1.51cm²**

Aux appuis : **2HA8=1.01 cm²**

Les armatures transversales : **2HA8=1.01 cm²**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante **[Art A.5.1,23/BAEL91 modifie99]:**

$\frac{A_t F_e}{b_0 S_t} > 0.4\ Mpa$ **avec f_e=500**

$\frac{0.57*500}{12*15} > 0.4\ Mpa$

1.58 Mpa > 0.4 Mpa **Condition vérifiée .**

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de Ø| = 8 mm, avec un espacement constant de St = 15 cm sur la totalité des poutrelles.

- **Vérification a l'ELU**

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

$A_{Adopte} \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\ f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPa

- **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * 65 * 18 * 2.1}{500} = 1.13$$

$$\boldsymbol{A_{min} = 1.13 cm^2}$$

$A_t = 1.51 cm^2 > A_{min} = 1.13\ cm^2$ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis**

$$A_{min} = \frac{0.23 * 12 * 18 * 2.1}{500} = 0.21$$

$$\boldsymbol{A_{min} = 0.21 cm^2}$$

$A_a = 1.01\ cm^2 > A_{min} = 0.21\ cm^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification aux cisaillements (Art5.1.211 BAEL91modifié99) :**

$\bar{\tau} = \min\left\{0.20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\}$ Fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau} = \min\left\{0.20\ \frac{25}{1.5}; 5Mpa\right\} = \min\{3.33; 5Mpa\}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau} = 3.33\ Mpa}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement :**

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d}}$ **avec :** $T_{max} = 14.78$ KN

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{14.78 * 10^3}{120 * 180} = 0.68}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = 0.68\ Mpa}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 0.68\ Mpa < \bar{\tau} = 3.33\ Mpa}$ **Condition vérifiée**

Donc Pas de risque de cisaillement

❖ **Vérification d'adhérence et d'entrainement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL91modifiée99)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec Ψ_s Coefficient de scellement.

Ψ_s= 1.5 (Pour les Aciers HA)

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 * d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$\sum \mu_i = n\pi\varphi$, n : nombre de barres.

$\sum \mu_i$ =3* 3.14 *10 = 94.2mm

$$\tau_u = \frac{14.78 * 10^3}{0.9 * 180 * 94.2} = 0.968\ Mpa$$

$\tau_u = 0.968\ Mpa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ Mpa **Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales

❖ **Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)**

$$Ls = \emptyset \frac{f_e}{4\,\bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6\,\psi^2 . f_{t28}$

$\bar{\tau}_s = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835$

$$Ls = 0.8 \frac{500}{4 * 2.835} = 35.27\ cm$$

Les règles de BAEL 91 [Art. A.6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale a 0.4 ls pour les aciers HA.

Lc =0.4*Ls = 0.4 *35.27= 14.1

On prend : Lc =15 cm

- **Vérification à l'ELS :**

Quand 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 : qu=1,35G+1,5Q = 6,095KN/ml

ELS : **qs=G+Q** = 4,407KN/ml

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

M_a max= 6 KN.m

M_t max= 8.01 KN.m

T_u max = 14.78 KN

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

- État limite de compression du béton :

<u>En travée :</u>

M_t max= 8.01 KN.m

- La contrainte dans les aciers :

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 * d * A_{st}}}$$

$\boldsymbol{\beta_1}$ est en fonction de $\rho \rightarrow \rho = \frac{100 * A_{st}}{b_0 * d}$

$\rho = \frac{100 * 1.51}{12 * 18} = 0.699$

$\beta_1 = 0.878 \quad \alpha_1 = 0.366 \quad K_1 = 0.038$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{8.01 * 10^{-3}}{0.878 * 0.18 * 1.51 * 10^{-4}} = 335.65\ Mpa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 335.65\ Mpa < 435}$ **Mpa** **condition vérifiée**

- La contrainte de compression dans le béton :

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

$$\boldsymbol{\sigma_b < \overline{\sigma}_{st}}$$

$\boldsymbol{\overline{\sigma}_{st} = 0.6 * f_{t28} = 0.6 * 25 = 15\ Mpa}$

$\boldsymbol{\sigma_b = k * \sigma_{st} = 0.038 * 335.65 = 12.75\ Mpa}$

12.75 Mpa < 15 Mpa **condition vérifiée**

Aux appuis :

M_a max= 6 KN.m

- La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 * d * A_{st}}$$

β_1 est en fonction de $\rho \rightarrow \rho = \frac{100 * A_{st}}{b_0 * d}$

$\rho = \frac{100 * 1.01}{12 * 18} = 0.468$

$\beta_2 = 0.896 \quad \alpha_2 = 0.312 \quad K_2 = 0.031$

$\sigma_{st} = \frac{6 * 10^{-3}}{0.896 * 0.18 * 1.01 * 10^{-4}} = 368.34 Mpa$

$\sigma_{st} = 368.34\ Mpa < 435$ Mpa **condition vérifiée**

- La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_{st}$$

$\overline{\sigma}_{st} = 0.6 * f_{t28} = 0.6 * 25 = 15\ Mpa$

$\sigma_b = k * \sigma_{st} = 0.031 * 368.34 = 11.42\ Mpa$

11.42 Mpa < 15 Mpa **condition vérifiée**

- État limite de déformation : (Art AB 68.4.24 BAEL91modifié99)

D'après les règles de **BAEL91**, On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15\ M_0} \qquad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.

b_0: largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

M_0 **:** Moment isostatique maximum.

Mt **:** Moment max en travée.

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{405} \geq \frac{1}{22.5}$ $\mathbf{0.049 > 0.044}$ **Condition vérifiée**

2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15\,M_0} = \frac{20}{400} \geq \frac{8.01}{15*6}$ $\mathbf{0.05 > 0.089}$ **Condition non vérifiée**

3- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{1.51}{18*12} \leq \frac{3.6}{500}$ **0.0069 < 0.0072** **Condition vérifiée**

Les conditions ne sont pas tous vérifiées donc le calcul de la flèche est indispensable :

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91) :**

$$f = \frac{M_t * l^2}{10 * E_p * I_f} < \bar{f}\,\frac{l}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$: la flèche admissible

Ep: : module de déformation différée. $\mathbf{E_{v28}}$ = **10819 MPa**

I_f: inertie fictive pour les charges de longue durée.

I_0 : moment d'inertie totale de la section .

- Calcul de la section homogénéisée :

$B_0 = b_0*h + (b-b_0) * h_0 + (15*A)$

$=12 * 20 +(65 - 12)* 4 + (15 * 1.51)$

B_0 = 474.65cm²

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$S/_{XX} = \frac{12*20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 * 1.51 * 18 = 3231.7$

$S/_{xx} = 3231.5\ cm^2$

○ **Calcul de V1 et V2 :**

$v_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} = \frac{3231.5}{474.65} = 6.80$ cm

$v_1 = 6.80$ cm

$v_2 = h - v_1 = 20 - 6.80 = 13.20\ cm$

$v_2 = 13.20$ cm

$I_0 = \frac{b_0}{3}(v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) * h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15 * A_{st} * (v_2 - c)^2$

$I_0 = \frac{12}{3}(6.80^3 + 13.20^3) + (65 - 12) * 4\left[\frac{4^2}{12} + \left(6.80 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15 * 1.51 * (13.20 - 2)^2$

$I_0 = 18465.96\ cm^4$

- Calcul de : μ et I_{fv}

$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 * d}$ $\rho = \frac{1.51}{18*12} = 0.0069$

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$

$\lambda_v = \frac{0.02*2.1}{(2+3\frac{12}{65})0.0069} = 2.38$

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 * d * A_{st}}$

$\sigma_{st} = \frac{8.01*10^{-3}}{0.985*0.18*1.51*10^{-4}} = 299.19\ Mpa$

$\mu = max\left\{ (1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4*\rho*\sigma_s + f_{t28}}) ; 0 \right\}$

$\mu = max\left\{ \left(1 - \frac{1.75*2.1}{4*0.0069*299.19+2.1}\right) = 0.645 ; 0 \right\}$

$\mu = 0.645$

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

$I_{fv} = \frac{1.1*18465.96}{1+0.645*2.38} = 5046.59\ cm^4$

$\boldsymbol{I_{fv} = 5046.59\ cm^4}$

$$f = \frac{8.01 * 10^6 * 4000^2}{10 * 5046.59 * 10^4 * 10819} = 0.0036\ m < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0.008\ m$$

$\boldsymbol{f = 3.6\ m\ m < \bar{f} = 8\ mm}$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

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

- Les armatures longitudinales :

Appuis :

2HA 8 =1.01 cm²

En travée :

3HA 8 =1.51 cm²

- Armatures transversales :

2HA 8 =1.01 cm²

III.2. Les Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

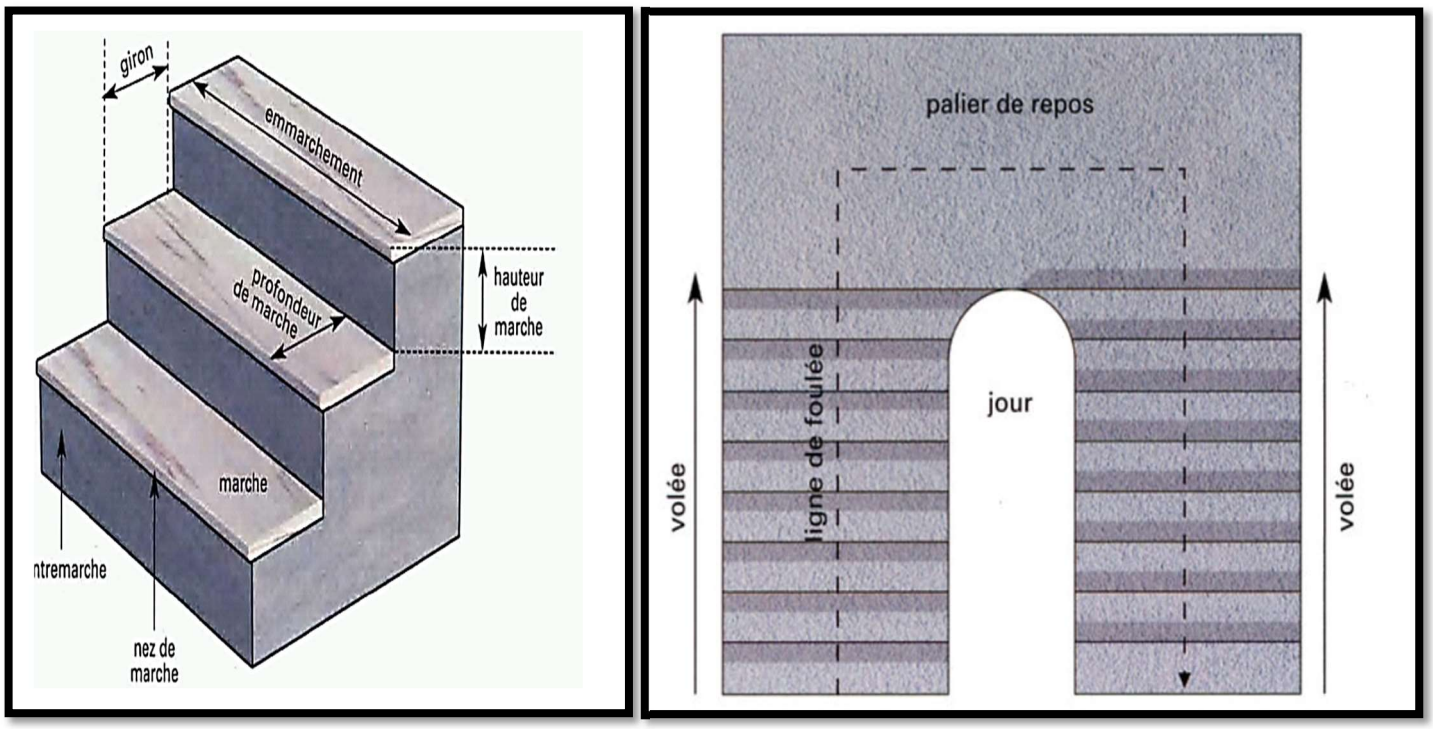


Figure III.10 : Illustration d'un escalier à 2 volées

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- **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 varies de 13 à 17 cm.

- **L'emmarchement** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

- **La volée** : partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales situées entre deux paliers successifs.

- **Un palier** : est une plate-forme 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.

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ❖ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ❖ La formule empirique de **BLONDEL** : **60 cm ≤ 2h + g ≤ 65 cm**.

Avec : $h = {}^{H}/_{n}$ et : $g = {}^{L}/_{n-1}$

n – 1 : nombre de marche ; L : longueur de la volée

n : nombre contre marche ; H : la hauteur de la volée.

III.2.1. Dimension d'un escalier a deux volets :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

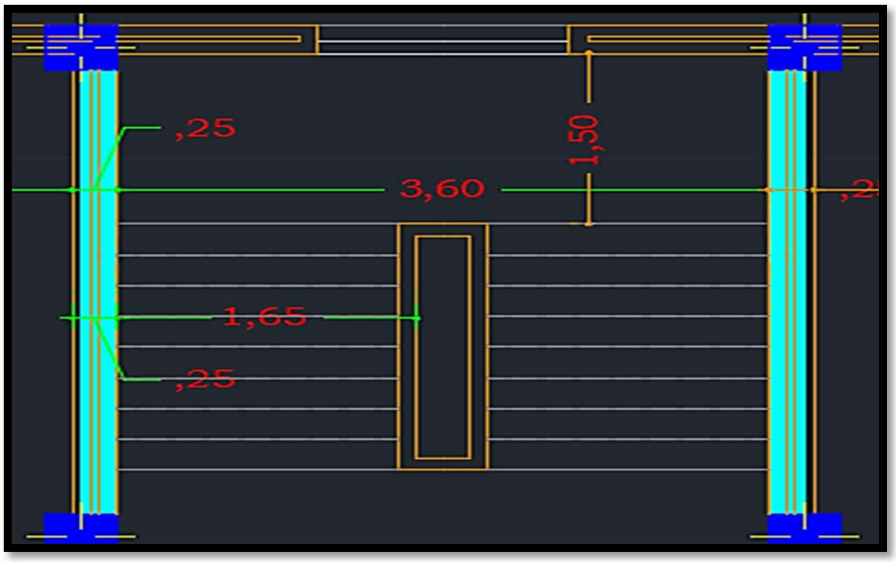


Figure III.11 : Vue en plan des escaliers.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

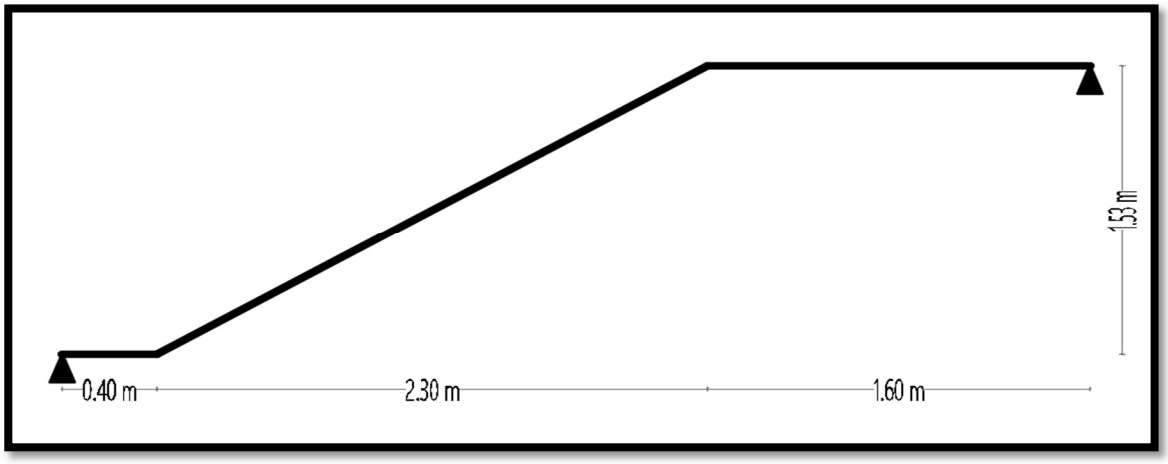


Figure III.12 : Schéma statique des escaliers

Remarque :

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **h=17cm**

A. Nombre de contre marche n :

$$n=\frac{H}{h} \quad ; \text{ tel que : } H=\frac{H}{2}=\frac{306}{2}=153cm$$ avec H : hauteur d'étage

$$n=\frac{153}{7}=9 \longrightarrow$$ 9 contre marches.

B. Nombre de marche m :

m = n – 1 = 9 – 1 = 8 marches.

C. Le giron g :

On a: 22cm$\leq g \leq 33cm$ on prend: g=28cm

III.2.2. Vérification de la relation de BLONDEL

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

$$59cm \leq 28 + (2 \times 17) \leq 66cm$$

$$59cm \leq 62 \leq 66cm$$

La relation de **BLONDEL** est vérifiée, donc l'escalier est confortable.

A. Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l1} = \frac{153}{230} = 0{,}665 \Rightarrow \alpha = 33.62°$$

$$Lo = \frac{230}{cos\alpha} = \frac{230}{\cos 33.62°} = 276.2$$

L'=L1+L2+L3

L'=0.40+2,30+1,60

L'= 4.30m

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{\mathbf{L'}}{\mathbf{30}} \leq \boldsymbol{e_p} \leq \frac{\mathbf{L'}}{\mathbf{20}}$$

$$\frac{430}{30} \leq e_p \leq \frac{430}{20}$$

$$14.33 \leq e_p \leq 21.5$$

On adopte pour $e_p = 15cm$

B. Epaisseur du palier :

$$\frac{\mathbf{L1}}{\mathbf{30}} \leq \mathbf{ep} \leq \frac{\mathbf{L1}}{\mathbf{20}} \longrightarrow \frac{160}{30} \leq ep \leq \frac{160}{20} \longrightarrow 5{,}33cm \leq ep \leq 8\ cm$$

On adopte pour $e_p = 15cm$

III.2.3. Détermination des charges permanente et surcharges :

A. Charges permanentes :

- **Paillasse :**

Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0{,}2}{(cos 33.62°)} = 6.00\ KN/ml$

Poids de marches : $25 \times \frac{0{,}17}{2} \times 1m$ =2,125 KN/ml

$$G_{paillasse} = 8.125\ KN/ml$$

Poids de revêtements :

Carrelage : $0{,}02 \times 20 \times 1m = 0{,}40\ KN/ml$
Mortier :$0{,}02 \times 20 \times 1m = 0{,}40 KN/ml$
Poids de garde de corps + enduit = 1,3 KN/ml
Couche de sable : $19 \times 0{,}02 \times 1m = 0{,}38\ KN/ml$

Total de $\boldsymbol{G_{paillasse} = 10.605\ KN/ml}$

- **Palier :**

Poids propre de palier : $25 \times 0{,}15 \times 1m = 3{,}75\ KN/ml$

Poids de revêtement :

Carrelage : $0{,}02 \times 20 \times 1m = 0{,}40\ KN/ml$
Mortier : $0{,}02 \times 20 \times 1m = 0{,}40\ KN/ml$
Enduit : $20 \times 0{,}02 \times 1m = 0{,}40\ KN/ml$
Couche de sable : $19 \times 0{,}02 \times 1m = 0{,}38\ KN/ml$
Total de $\boldsymbol{G_{palier} = 5{,}33\ KN/ml}$

B. Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation des escaliers est définie a partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$\boldsymbol{Q = 2{,}5 \times 1m = 2{,}5\ KN/ml}$$

- **La charge concentrée :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).
avec : la hauteur de mur **1.33 m** et son poids :**2.36 Kn/m²**

P = 1.33 x 2.36 x 1m = 3.24 KN

- **Combinaisons de charges :**
- ❖ **Etat limite ultime : ELU**

$\boldsymbol{q_{u\ paillasse}}$ =1,35G + 1,5Q = 1,35*10.605 + 1,5*2,5 =18.06 KN/ml

$q_{u\ palier}$ = 1,35G+1,5Q = 1,35*5.33+1,5*2,5 = 10,94 KN/ml

- ❖ **Etat limite de service : ELS**

$q_{s\ paillasse}$ = G+Q = 10.605 + 2,5=13.105 KN/ml

$\boldsymbol{q_{s\ palier}}$ = G+Q = 5,33 + 2,5 = 7,83 KN/ml

III.2.4. Efforts internes :

Etat limite ultime ELU :

- **Calcul des réactions d'appuis :**

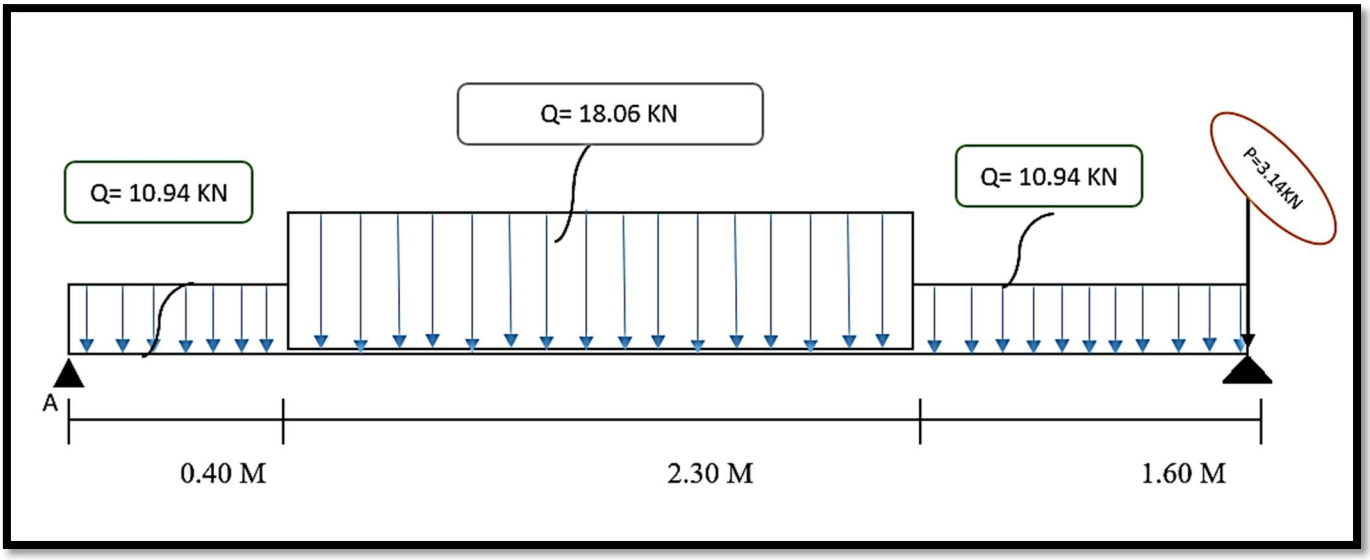


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

❖ **Efforts internes :**

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

❖ **Etat limite ultime** :

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma {}^{F}/_{y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10{,}94 \times 0.4) + (18.06 \times 2.30) + (10{,}094 \times 1.60) + 3.14$$

$$\boldsymbol{R_A + R_B = 66.55KN}$$

$$\Sigma {}^{M}/_{A} = 0 \Rightarrow 10{,}94 \times \left(0.4 \times \frac{0.4}{2}\right) + 18.06 \times 2.30\left(\frac{2.30}{2} + 0.4\right) + 10{,}94 \times 1.60\left(\frac{1.60}{2} + 2.30 + 0{,}4\right) + 3.14 \times 4.3 - R_B \times 4.3$$

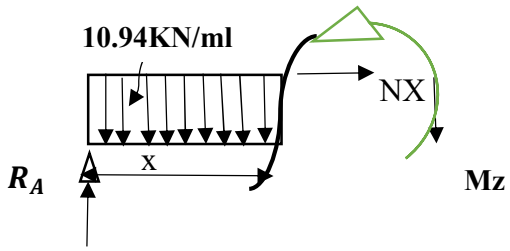
$$\Sigma {}^{M}/_{A} = 139.96 - 4.3R_B = 0 \Rightarrow \boldsymbol{R_B = 32.55KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 66.55 \Rightarrow R_A = 66.55 - R_B = 66.55 - 32.55 = 34KN$$

$$\boldsymbol{R_A = 34\ KN}$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Trançon1 : $0 \leq x \leq 0.4m$



$$T_y(x) = -10,94x + 34$$

$$T_y(0) = 34KN$$

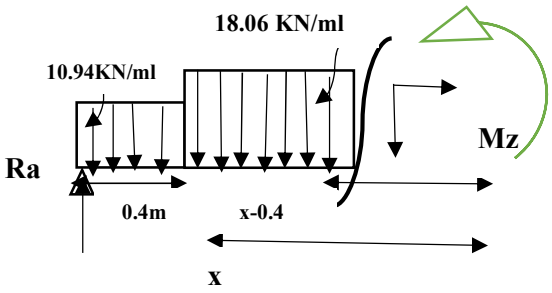
$$T_y(0.4) = 29.62\ KN$$

$$M_z(x) = -\frac{10,94}{2}.x^2 + 34x \rightarrow M_z(x) = -5.47.x^2 + 34x$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(0.4) = 12.72KN.m$$

Trançon2 : $0.4m \leq x \leq 2.7m$



$$T_y(x) = 34 - (10,94 \times 0.4) - 18.06(x - 0.4)$$

$$T_y(x) = -18.06\ x + 36.85$$

$$T_y(0.4) = 29.62\ KN$$

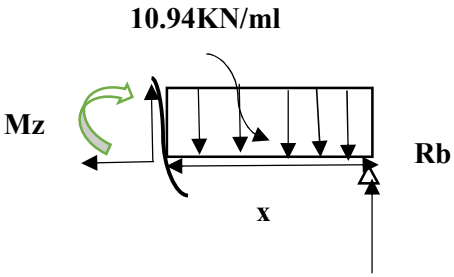
$$T_y(2.7) = -11.91KN$$

$$M_Z(x) = -9.03x^2 + 36.85x - 0.57$$

$$M_z(0.4) = 12.72\ KN.m$$

$$M_z(2.7) = 33.09\ KN.m$$

Trançon3 : $0 \leq x \leq 1,6m$



$$T_y(x) = 10.94x + 3.14 - 32.55$$

$$T_y(0) = -29.41\ KN$$

$$T_y(1.6) = -11.91\ KN$$

$$M_z(x) = -5,47x^2 + 29.41x$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(1.6) = 33.09\ KN.m$$

Tronçons	X (m)	T (Kn)	M(Kn.m)
1	0	34	0
	0.4	29.62	12.72
2	0.4	29.62	12.72
	2.7	-11.91	33.09
3	1.6	-11.91	33.09
	0	-29.41	0

Tableau III.3 : Récapitulatif des Effort tranchant et moment fléchissant à L'ELU

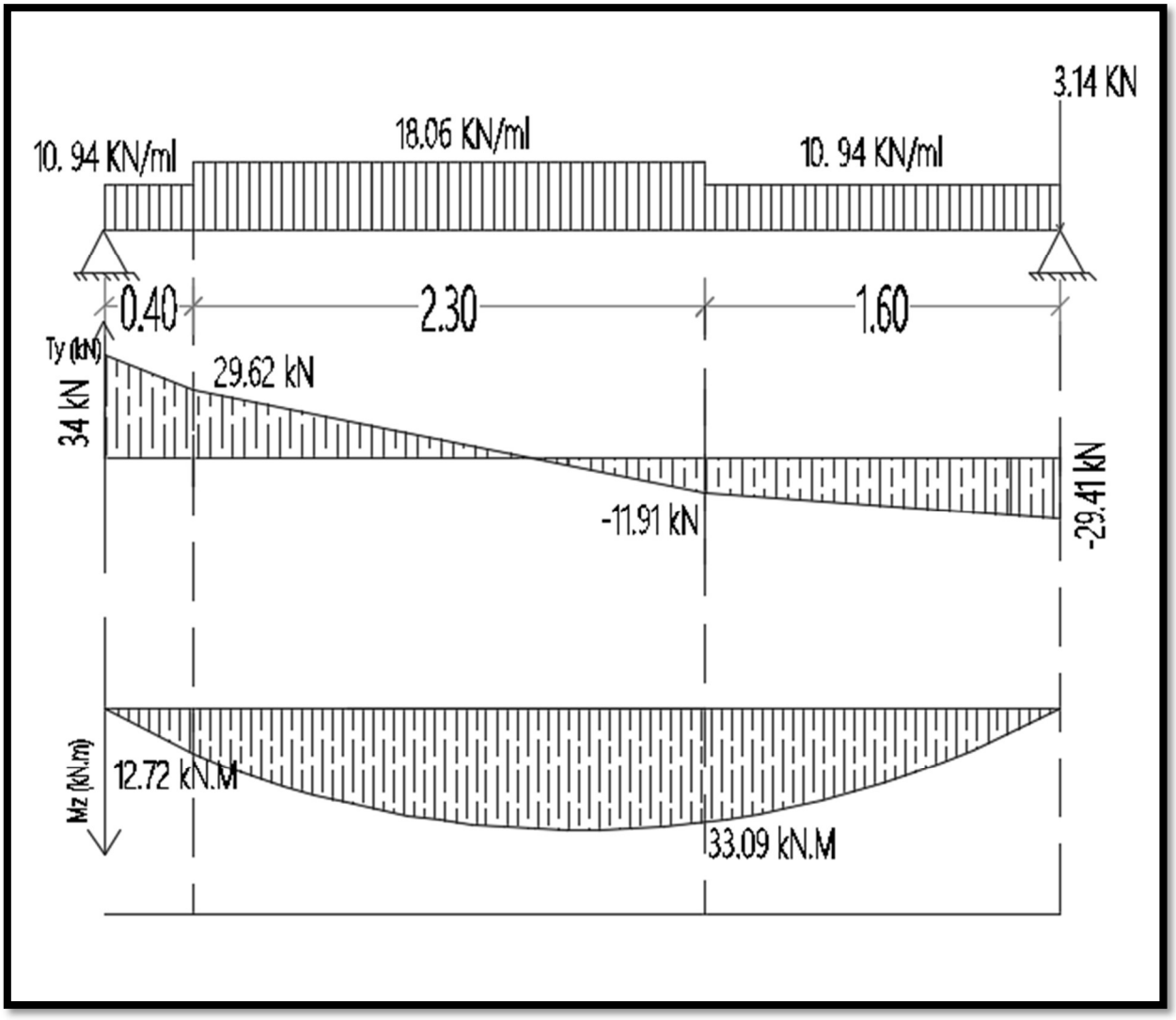


Figure III.14 : Diagramme des efforts internes

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\boldsymbol{M_{max} = 33.09KN.m}$$

$$\boldsymbol{T_{max} = 34\ KN}$$

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 :
Donc : En Travée : $\boldsymbol{M_t = 0,85 \times M_{max} = 28.13KN.m}$
Aux appuis :$\boldsymbol{M_a = -0,3 \times M_{max} = -9.93KN.m}$

III.2.5. 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.

III.2.5.1. Ferraillage a l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur de (b=1m) et d'épaisseur (ep=20 cm).

$$b = 100cm; h = 20cm; c = 2cm; d = 18cm; f_{c28} = 25MPa; f_{bu} = 14{,}2MPa; f_e = 400MPa$$

A. Aux appuis : $\boldsymbol{M_a = 9.93\ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.93\times10^3}{100\times18^2\times14{,}2} = 0{,}021 < \mu_l = 0{,}392$$

$\Rightarrow section\ simplement\ armée(SSA).$

$$\mu_a = 0{,}021 \Rightarrow \beta = 0{,}989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{9.93 \times 10^3}{0{,}989 \times 18 \times 435} = 1.28\ cm^2$$

On opte pour : **4HA8** $(A_a = 2.01\ cm^2)$ $avec\ un\ espcement\ de\ S_t = 25cm$

- **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{1.28}{4} = 0{,}32\ cm^2$$

On opte pour : **4HA8** $(A_{rt} = 2{,}01cm^2)$ $avec\ un\ espacement\ S_t = 25cm$

B. En travée : $M_t = 28.13KN.m$

Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{28.13 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_l = 0,392$$

$\Rightarrow$ $Section\ \ simplement\ armée\ (SSA)$.

$\mu_t = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,968.$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{28.13 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 435} = 3.71\ cm^2$$

On opte pour : **4HA12** ($A_t = 4.52cm^2$) $avec\ un\ espacement\ S_t = 25cm$.

- **Armatures de répartitions** :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.71}{4} = 0.93cm^2$$

On opte pour : **4HA8** ($A_t = 2.01\ cm^2$) avec un espacement $S_t = 25cm$.

III.2.5.2. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité :(BEAL 91, Art. A.4.2.1).** [4]

$$A_{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 1.74cm^2$$

❖ **Aux appuis** : $A_a = 1.28\ cm^2 > A_{min} = 1.74cm^2$ $\Rightarrow$ **Condition non verifiée**.
Condition de non fragilité n'est pas vérifiée donc on prend Amin

❖ **En travée** : $A_t = 3.71cm^2 > A_{min} = 1.74cm^2$ $\Rightarrow$ ***Condition verifiée***.

- **Vérifications des espacements :**

❖ **Armature principale :**

$$S_t \leq min(3h; 33cm) = min(60\ cm; 33cm) = 33cm$$

- Aux appuis : $S_{t\ adopté} = 25cm < S_t = 33cm \Rightarrow$ ***Condition verifiée***.
- En travée : $S_{t\ adopté} = 25cm < S_t = 33cm \Rightarrow$ ***Condition verifiée***.

❖ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq min(4h; 45cm) = min(80\ cm\ ; 45cm) = 45cm$$

- Aux appuis : $S_{t\ adopté} = 25cm < S_t = 45cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ verifiée}$.

- En travée : $S_{t\ adopté} = 25cm < S_t = 45cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$.

- **Efforts tranchants : (BAEL, Art A.5.1.2).**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

On: $\boldsymbol{T_u = 29.62\ KN.m}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq= min\left\{0.2\frac{f_{c2}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} \rightarrow \overline{\tau}_u = 3{,}33MPa$$

$$\tau_u = \frac{34 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0{,}19\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}19\ MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}33MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}\ avec: \tau_s = 0{,}6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 2{,}835MPa$$

$$Pour: \emptyset = 12mm\ \leftrightarrow L_s = \frac{1{,}2 \times 500}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32cm\ \rightarrow \boldsymbol{L_s = 45cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $\boldsymbol{0,4L_s}$ pour les aciers **HA.**

$$L_{ad} = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 45 = 18cm$$

- **Vérification de l'adhérence des d'entrainement des barres:**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3{,}15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\Sigma U_i}$$

$$Avec: \Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 12 = 150.72mm$$

$$\tau_{se} = \frac{34 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 150.72} = 1.39MPa$$

$$\tau_{se} = 1.39MPa < \overline{\tau}_{se} = 3{,}15MPa\ \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ verifiée}.$$

III.2.5.3. Calcul des efforts interne à l'ELS :

$q_{s\ paillasse}$ = G+Q = 10.605 + 2,5=13.105 KN/ml

$\boldsymbol{q_{s\ palier}}$ = G+Q = 5,33 + 2,5 = 7,83 KN/ml

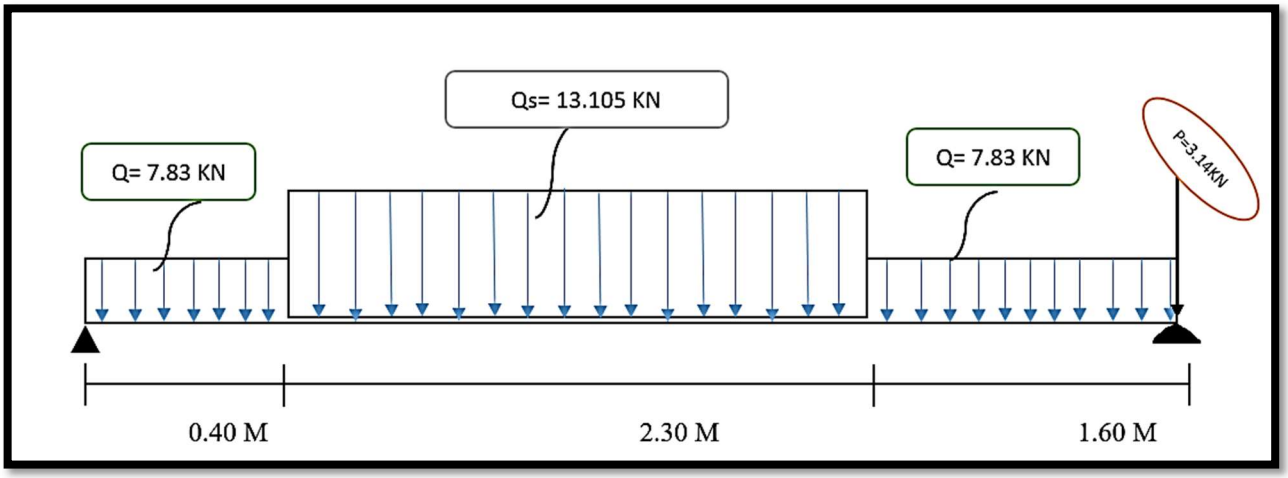


Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 7{,}83 \times 0.4 + 13.105 \times 2{,}3 + 7{,}83 \times 1.6$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_A + R_B = 48.94\ KN}$$

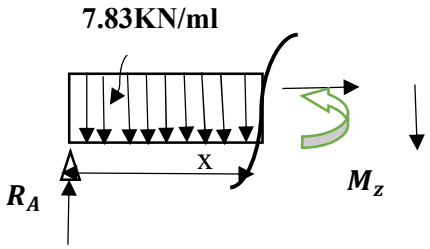
$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow \left(7{,}83 \times 0.4 \times \frac{0.4}{2}\right) + \left(13.105 \times 2.3 \times \left(\frac{2.3}{2} + 0.4\right)\right) + (7{,}83 \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2{,}3 + 0{,}4\right)) + (3.14 \times 4.3) - R_B \times 2.7$$

$$\Sigma M/A = 104.702 - 4.3R_B \Rightarrow \boldsymbol{R_B = 24.34KN}$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_A = 24.6KN}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Trançon1 : $\boldsymbol{0 \leq x \leq 0.4m}$



$$T_y(x) = -7{,}83x + 24.6$$

$$\boldsymbol{T_y(0) = 24.6\ KN}$$

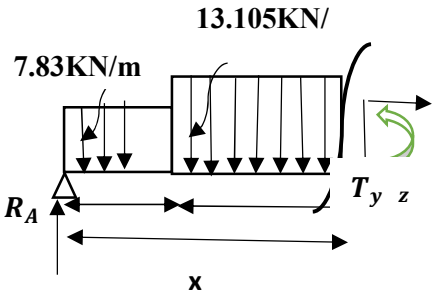
$$\boldsymbol{T_y(0.4) = 21.47KN}$$

$$\boldsymbol{M_z(x) = -7{,}83\, x^2/_2 + 24.4x}$$

$$\boldsymbol{M_z(0) = 0.}$$

$$\boldsymbol{M_z(0.4) = 9.21\ KN.m}$$

Trançon2 :$0.4m \leq x \leq 2.7m$



$T_y(x) = R_A - (7{,}83 \times 0.4) - 13.105(x - 0.4)$

$T_y(x) = -13.105x + 26.71$

$\boldsymbol{T_y(0.4) = 21.47KN}$

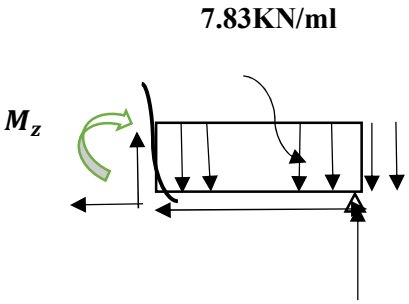
$\boldsymbol{T_y(2.7) = -8.67KN}$

$M_Z(x) = -6{,}55x^2 + 26.71x + 0.442$

$\boldsymbol{M_z(0.4) = 9.21KN.m}$

$\boldsymbol{M_z(2.7) = 23.94KN.m}$

Trançon3 :$0 \leq x \leq 1.6\ m$



$T_y(x) = 7{,}83x - 21.2$

$\boldsymbol{T_y(0) = -21.2KN}$

$\boldsymbol{T_y(1.6) = -8.67KN}$

$M_z(x) = 3{,}91x^2 + 21.2x$

$\boldsymbol{M_z(0) = 0}$

$\boldsymbol{M_z(1.6) = 23.94KN.m}$

Tronçons	X (m)	T (Kn)	M(Kn.m)
1	0	24.6	0
	0.4	21.47	9.21
2	0.4	21.47	9.21
	2.7	-8.67	23.94
3	1.6	-8.67	23.94
	0	-21.2	0

Tableau III.4 : Récapitulatif des Effort tranchant et moment fléchissant à L'ELS :

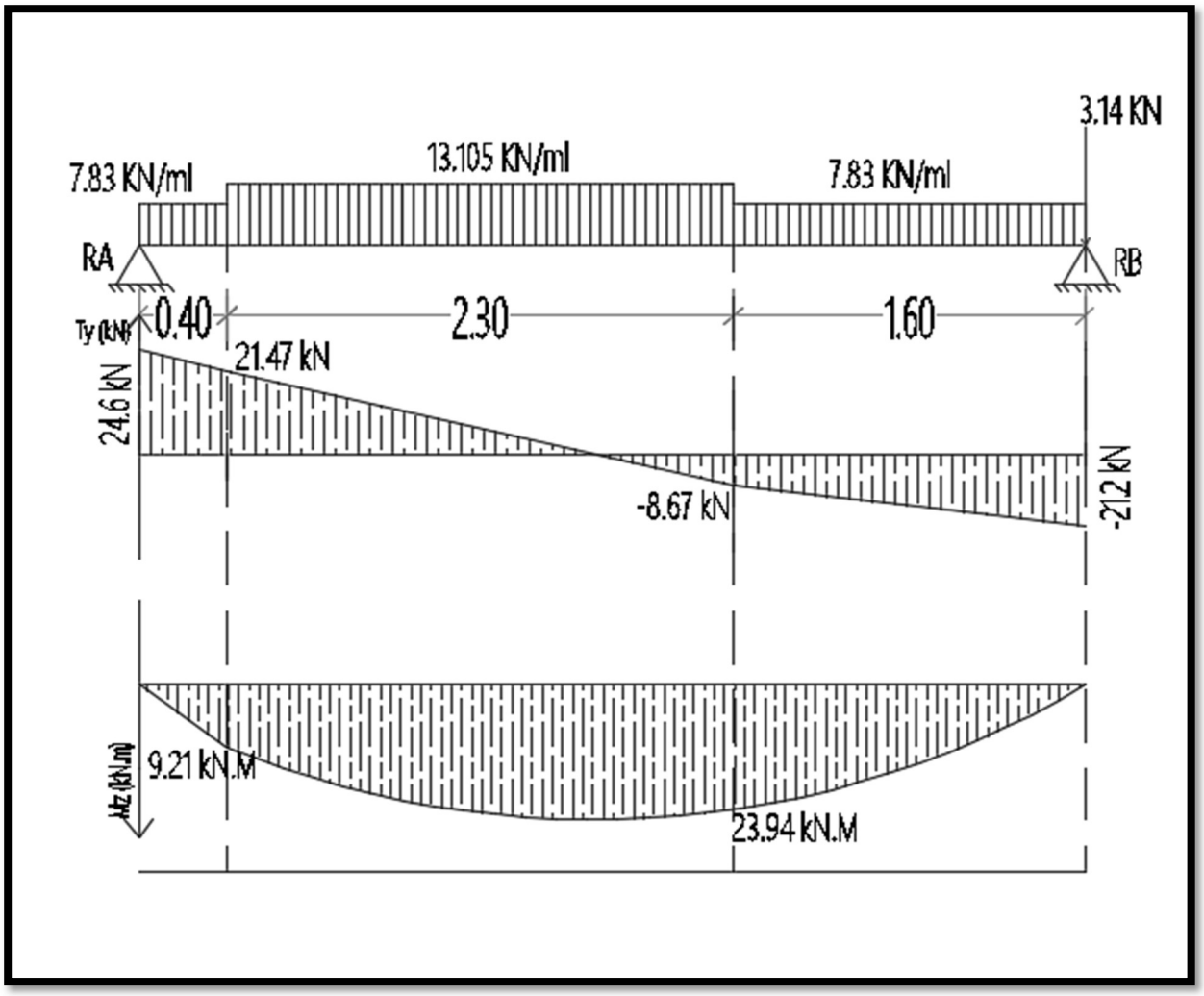


Figure III.16 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M_{max} = 23.94 KN.m$$

$$T_{max} = 24.6\ KN$$

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 :

➔ Donc : En Travée : $M_t = 0,85 \times M_{max} = 20.35 KN.m$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_{max} = -7.18 KN.m$

III.2.5.4. Vérifications à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton :**
  En travée : $M_s = 20.35KN.m$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}}$$

$$\beta_1 : est\ en\ fonstion\ de\ \rho \Rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0{,}251.$$

$$\rho = 0{,}251 \rightarrow \beta_1 = 0{,}920$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.35 \times 10^3}{0{,}920 \times 18 \times 4.52} = 271.87MPa$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = 271.87\ MPa}$$

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

- $\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0{,}251 \rightarrow k_1 = 47.50$$

$$\sigma_{bc} = \frac{170.61}{47.50} = 3.59MPa$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 3.59\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

a. $\boldsymbol{\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}}$

b. $\boldsymbol{\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}}$

$\boldsymbol{L}$: *longeur libre de la section*
$\boldsymbol{h}$: *hauteur de la poutre*
$\boldsymbol{f_e}$: *limite d'elasticité de l'acier*
$\boldsymbol{A}$: *sextion d'armature en travée*
$\boldsymbol{M_t}$: *moment* max *en travée*
$\boldsymbol{M_0}$: *moment* max *isostatique.*

c. $\boldsymbol{\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}}$

Dans notre cas on a :

$$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{l}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0{,}0465 < 0{,}0625 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ non\ vérifiée}.$$

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) :**

$$\boldsymbol{f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_v \times I} \leq \bar{f}}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_s = \text{chargement en travée(à L'ELS)} \\ E_v = module\ de\ déformation\ différé \\ E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86[\text{MPa}] \\ I : moment\ d'inertie de\ la\ section\ totale\ homogéne\ par\ rapport\ \text{à}\ CDG \\ \bar{f} : flèche\ admissible \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6[mm] \end{cases}$$

- **Aire de la section homogénéisée :** (n=15)

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52$$

$$B_0 = 2067.8cm^2$$

- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport x-x:**

$$S_{/ss} = \frac{bh^2}{12} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18$$

$$S_{/xx} = 21220.4cm^2$$

Calcul de $\boldsymbol{V_1 et V_2}$:

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10{,}26cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9{,}74cm$$

Calcul de $\boldsymbol{I_0}$:

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(10{,}26^3 + 9{,}74^3) + 15 \times 4.52 \times (9.74 - 2)^2$$

$$I_0 = 70863.6cm^4$$

Calcul de $\boldsymbol{\lambda v}$; $\boldsymbol{\mu}$; $\boldsymbol{I_{fv}}$:

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{d}} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0{,}0025$$

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{\boldsymbol{0{,}05 f_{t28}}}{\left(\boldsymbol{2} + \frac{\boldsymbol{3 b_0}}{\boldsymbol{b}}\right) \times \boldsymbol{\rho}} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0{,}0025} = 8.4$$

$$\boldsymbol{\lambda v} = \frac{\boldsymbol{2}}{\boldsymbol{5}} \boldsymbol{\lambda} = 3.36$$

$$\boldsymbol{\mu} = \boldsymbol{max}\left\{\boldsymbol{1} - \frac{\boldsymbol{1{,}75 f_{t28}}}{\boldsymbol{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}}; \boldsymbol{0}\right\} = max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0025 \times 170.61 + 2{,}1}; 0\right\}.$$

$$\mu = 0{,}034$$

$$\boldsymbol{If_v} = \frac{\boldsymbol{1{,}1 \times I_0}}{\boldsymbol{1 + \mu + \lambda v}} = \frac{1{,}1 \times 70863.6}{1 + 0.034 + 3.36} = 17647.72\ cm^4$$

$$f = \frac{5 \times 20.35 \times 4300^4}{435 \times 10818.68 \times 17647.72 \times 10^4} \leq \bar{f} = 8.6\ mm$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Récapitulatif :

En travées : Armatures principales $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2 (S_t = 25cm)$.

Armatures de répartition $A_t = 4HA10 = 3{,}14cm^2 (S_t = 25cm)$.

Aux appuis : Armatures principales$A_a = 4HA10 = 3{,}14cm^2 (S_t = 25cm)$.

Armatures de répartition $A_a = 4HA8 = 2{,}01cm^2 (S_t = 25cm)$

III.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 4 m (entre nu d'appuis).

III.3.1. Pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \leq h_t \leq 40$ **On adopte $\mathbf{h_t = 35[cm]}$.**

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

- **Largeur :**

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$\mathbf{0.4\ h_t \leq b \leq 0.7ht}$$

$$\mathbf{14cm \leq b \leq 21 \approx 24.5\ cm.}$$

On opte pour : **b = 25cm**

- **Vérification des conditions de RPA**

$$\begin{cases} h_t = 35[cm] \geq 30[cm] \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifiée)} \\ b = 25[cm] \geq 25[cm] \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifiée)} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifiée).} \end{cases}$$

Donc la poutre palière est de dimension (b ×h) = (25×35) [cm²].

III.3.2. Déterminations des charges et surcharges :

A. Charge permanentes :

Poids propre de la poutre palière :

$$G=0.35\times0.25\times25 = \mathbf{2.875kN/ml}$$

B. Surcharge d'exploitation :

Q= 2.5 KN /ml

L'effort tranchant à l'appui A :

ELU : $T_U = R_B^U = \mathbf{32.55\ KN/ml}$

ELS : $T_S = R_B^S = \mathbf{24.34\ KN/ml}$

III.2.3 Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35G + Tu = (1.35\times2.875) + 32.55 = \mathbf{36.43\ KN/ml}$

ELS: $q_S = G + T_S = 2.875 + 24.34 = 27.22$ **KN/ml**

III.3.3. Calculs à l'ELU :

A. Calcul des efforts internes à L'ELU

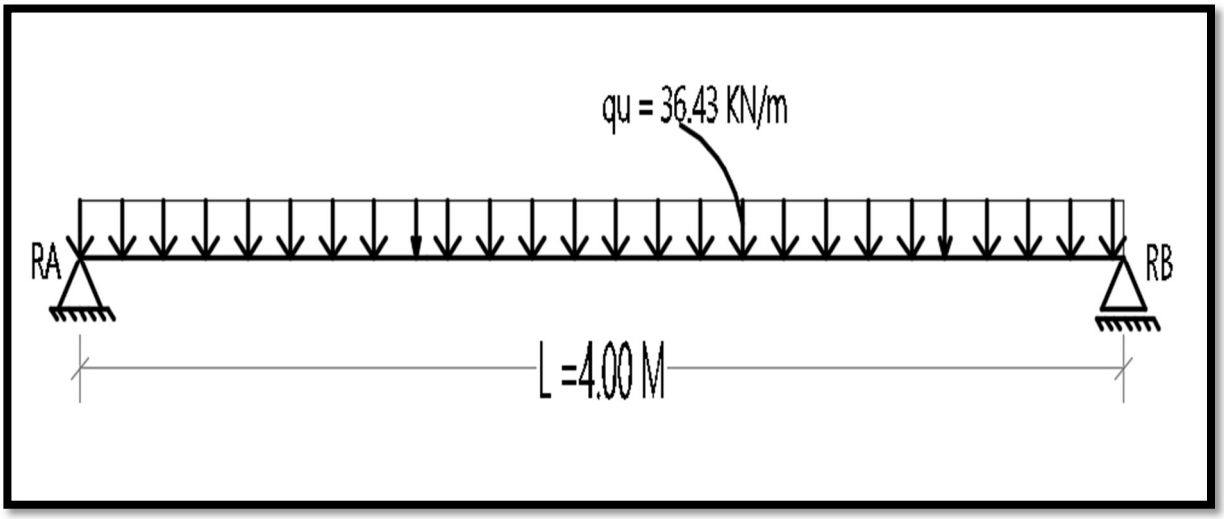


Figure III.17 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELU

- **Efforts tranchants :**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{36.43 \times 4}{2} = 72.86 \text{ [KN]}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{36.43 \times 4^2}{8} = 72.86 \text{ [KN]}$$

- **Moment corrigé :**

<u>En travée :</u>

$M_t = 0.85\ M_0 =$ **62 KN.m**

Aux appuis :

$M_a = -0.3\ M_0 =$ **-22 KN.m**

B. Diagramme des efforts internes à l'ELU

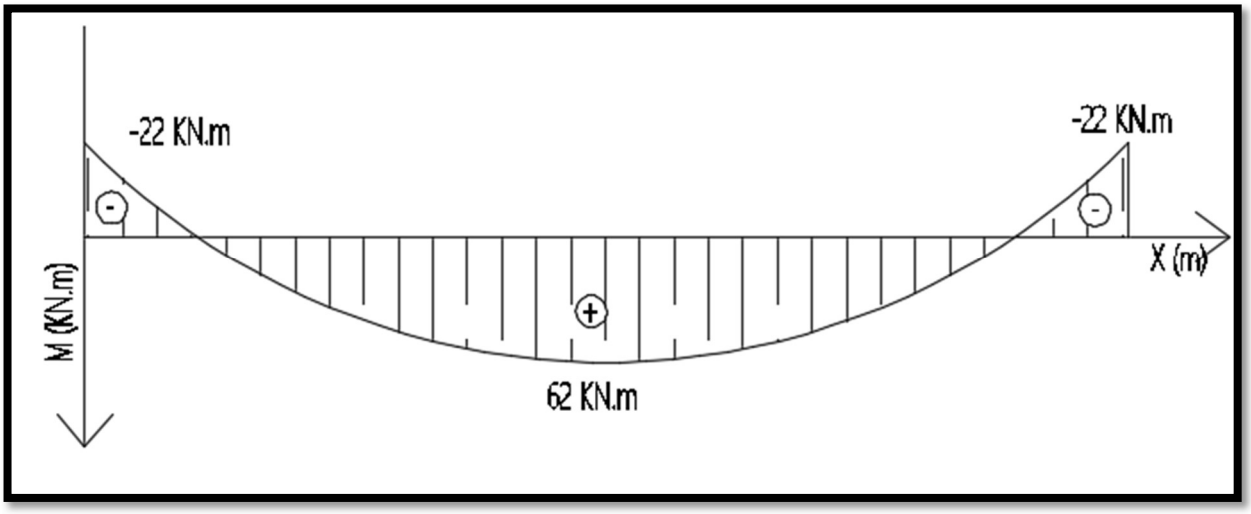


Figure III.18 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELU

III.3.4. Calculs a l'ELS :

A. Calcul des efforts internes à L'ELS

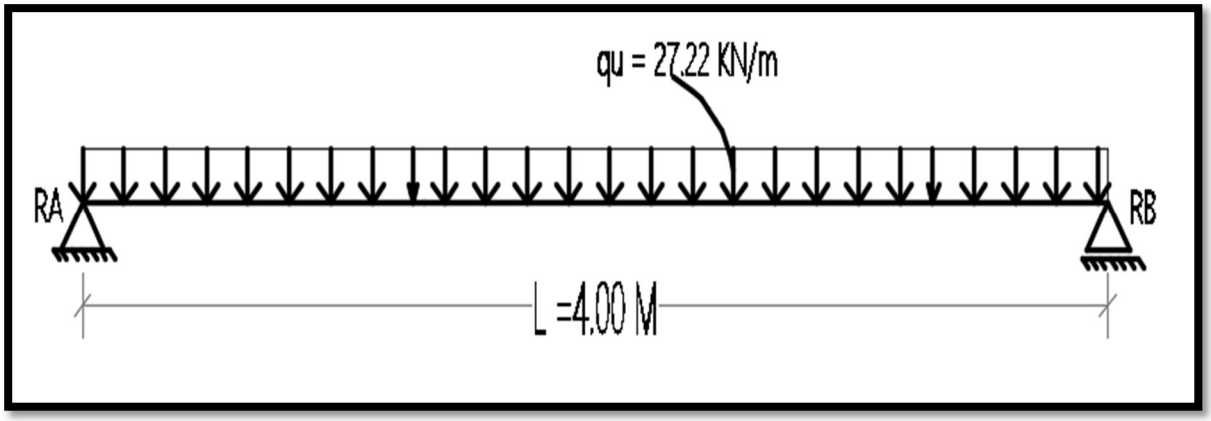


Figure III.19 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS

- **Calcul des efforts tranchants**

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{27.22 \times 4}{2} = 54.44[KN]$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{27.22 \times 4^2}{8} = 54.44\ [KN]$$

En tenant compte des semi-encastrements on aura :

$$\begin{cases} \text{Aux appuis :}\ M_a = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 54.44 = -16.33\ [KN.m]. \\ \text{En travée :}\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 54.44 = 46.3\ [KN.m]. \end{cases}$$

B. Diagramme des efforts internes :

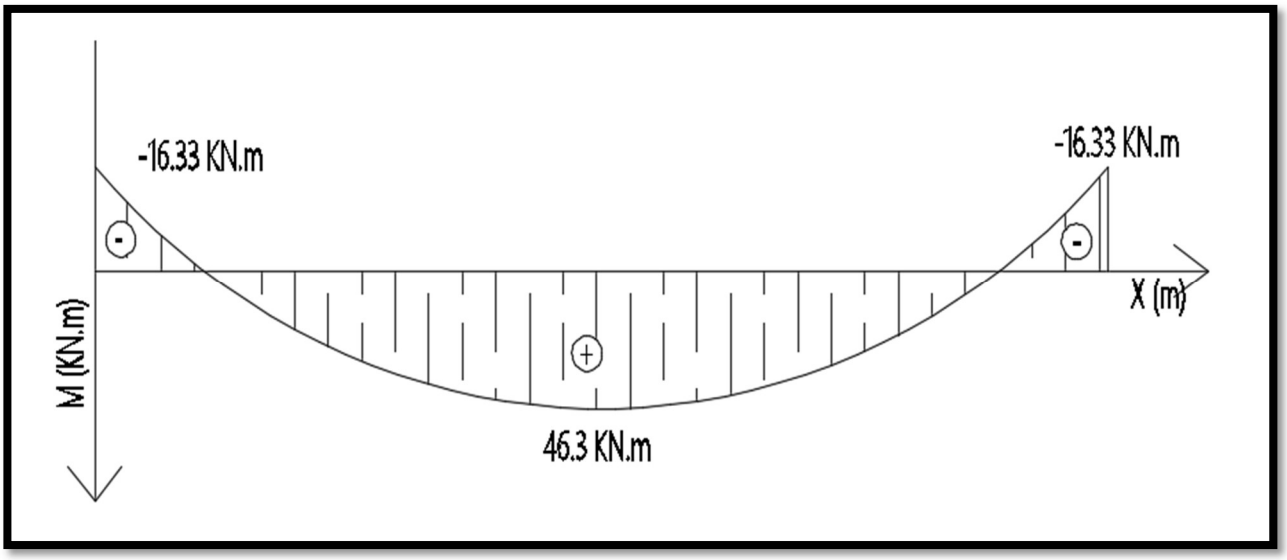


Figure III.20: Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELS

III.3.5. Ferraillage à ELU :

A. Les armatures longitudinales :

Avec :

<u>En travée :</u> $M_t = 0.85\ M_0 =$ **46.3 KN.m**

<u>Aux appuis :</u> $M_a = -0.3\ M_0 =$ **- 16.33 KN.m**

b= 25cm

d = h – c = 35 - 2 = 33 cm

- **Calcul des armatures longitudinales**
  - ❖ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.33\times10^3}{25\times33^2\times14.2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{S.S.A}$$

$$\mu = 0.042 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.979$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.33\times10^3}{0.979\times33\times435} = 1.16[cm^2]$$

Soit : $\mathbf{A_{st} = 3HA14 = 4.62\ [cm^2]}$

❖ **En travée**

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{46.3\times10^3}{25\times33^2\times14.2} = 0.12}$$

$\mu = 0.12 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \boldsymbol{S.S.A}$

$\Longrightarrow \quad \beta = 0.936$

$$\boldsymbol{A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{46.3\times10^3}{0.936\times33\times435} = 3.44\ [cm^2]}$$

Soit : $\mathbf{A_{st} = 3HA14 = 4.62\ [cm^2]}$

- **Les vérifications**

❖ **La vérification à L'ELU**

- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$\boldsymbol{A > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)}$$

$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{500} = 0.80\ [cm^2]$ { ▪ Aux appuis: $A_{st} = 1.16_{[cm]}$ ... ... Condition vérifiée ; *et* ; ▪ En travée : $A_{st} = 3.44$ ... ... Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (Art A.6.1.3 BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{\tau_u}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau} = \Psi.f_{t28}}$$

Avec : $\bar{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ [MPa] acier **HA** $\Rightarrow \Psi = 1.5$

τ : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence.

Appuis **3HA12**

$\sum u_i$: Sommes des périmétres utiles des barres. ;

$\sum n.\pi.\phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 150.72 \Rightarrow \sum U_i = 150.72$ [mm].

Avec : { $\emptyset$ = diagramme d'une barre $\Rightarrow$ 14 [cm] ; n = nombre des barres $\Rightarrow$ 3 barres

$$\tau_{se} = \frac{16.33 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 0.364\ [MPa] < 3.15 \text{ ... ...} \textbf{ (Condition vérifiée).}$$

Travée : **3HA14**

$\sum u_i$: Sommes des périmétre utiles des barres. ;

$\sum n.\pi.\phi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \Rightarrow \sum U_i = 150.72$ [mm].

Avec : { $\emptyset$ = diagramme d'une barre $\Rightarrow$ 14 [cm] ; n = nombre des barres $\Rightarrow$ 3 barres

$$\tau_{se} = \frac{46.3 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 1.03\ [MPa] < 3.15 \text{ ... ...} \textbf{ (Condition vérifiée).}$$

- Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211 BAEL91)

Vérification de la condition suivante **:** $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b.d}} \qquad \text{Avec :} \quad V_u max = 72.86\ [KN]$$

$$\tau_u = \frac{72.86 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.88\ [MPa]$$

$$\boldsymbol{\overline{\tau_u} = min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4_{[MPa]}\right\}} = \{2.5\ ; 4\} = 2.5\ [MPa]$$

$\tau_u = 0.88 < \overline{\tau_u} = 2.5$ ... ... (**Condition vérifiée**).

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

Influence sur le béton (Art A.5.4.313 BAEL91)

On doit Vérifier que : $\boldsymbol{V_u^{max} \leq \overline{V_u}}$

$\frac{2 \times \overline{V_u}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **Avec** : $a = 0{,}9d = 29.7$ [cm]

$$\overline{V_u} = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.297 \times 0.25}{1.5} = 495\ [KN]$$

$\boldsymbol{V_u^{max} = 72.86\ [KN] \leq \overline{V_u} = 495\ [KN]}$ ... ... (**Condition vérifiée**).

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

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

$$\left(V_u + \frac{M_{appuis}}{0.9d}\right)\frac{\gamma_s}{f_e} = \left(72.86 + \frac{22}{29.7}\right)\frac{1.15}{500} = 0.169$$

$\boldsymbol{A_{st}^{adopté} = 4.62\ [cm^2] \geq 0.169 [cm^2]}$ ... ... (**Condition vérifiée**).

B. Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\emptyset_t \leq min\left\{\emptyset_l\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = min\{12\ ; 10\ ; 25\} = 10 [mm]$$

Avec :

$\emptyset_t$: diamètre des armatures transversal.

$\emptyset_l$: diamètre des armatures longitudinal.

Soit :$\emptyset_t$ = 10 mm

On prend un cadre et un étrier de HA10

- **Espacement des barres** :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ; 24\emptyset_t\ ; 17.5;\ 6\emptyset_l\right\} = \{8.75\ ; 24\ ; 17.5; 9.6\} = 9.6[\text{mm}] \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Soit } \mathbf{S_t = 10[cm]}$$

❖ **En dehors de la zone nodale :**

$\hat{S} \leq \frac{h}{2}$ **Avec** $\hat{S} \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\emptyset_l\right\} = \min\{17.5;\ 14.4\}$

$$\hat{S} \leq \frac{h}{2} = 17.5\ [\text{cm}] \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Soit } \hat{\boldsymbol{S}} \textbf{ = 15 [cm]}$$

- **Quantité des armatures transversales minimales**

$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.75_{[cm^2]} \implies A_t = 2.01_{[cm^2]} > 0.75_{[cm^2]}$ … Exigence vérifiée

- **La vérification à L'ELS**

$$\begin{cases}\text{Aux appuis : } M_a = -0.3M_{max} = -0.3 \times 54.44 = -16.33\ [\text{KN.m}]. \\ \text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 54.44 = 46.3\ [\text{KN.m}].\end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ **et** $\boldsymbol{\sigma_s \overline{\leq \sigma_s}}$

Avec : $\begin{cases}\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ [\text{MPa}] \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \\ \overline{\sigma_s} = 435\ [\text{MPa}]\end{cases}$

Aux appuis

Détermination de K_1 et β_1

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 35} = 0.387 \quad \Rightarrow \quad \rho = 0.269 \quad \begin{cases}\beta_1 = 0.904 \\ K_1 = 37.08\end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{16.33 \times 10^3}{0.904 \times 33 \times 3.39} = 161.47[\text{MPa}]$$

$\boldsymbol{\sigma_s = 161.47_{[MPa]} \leq \overline{\sigma_s} = 435_{[MPa]}}$ … … … … … … … … … … … … (**condition vérifiée**)

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{161.47}{37.08} = 4.35\ [\text{MPa}]$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 4.35_{[MPa]} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15_{[MPa]}}$ … … … … … … … … … … … … (**Conditions vérifiée**)

En travée

Détermination de K_1 et β_1

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.56 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.888 \\ K_1 = 29.64 \end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{46.3 \times 10^3}{0.888 \times 33 \times 4.62} = 341.98 \text{ [MPa]}$$

$\boldsymbol{\sigma_s = 341.98_{[MPa]} \leq \overline{\sigma_s} = 435_{[MPa]}}$ ……(**Condition vérifiée**).

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{341.98}{29.64} = 11.53[MPa]$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 11.53_{[MPa]} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15_{[MPa]}}$ ……(**Conditions vérifiée**)

III.3.6. Vérification de la flèche

Les règles **(Art.B.6.52 BAEL 91),** précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \bullet \ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \bullet \ \frac{h}{l} < \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \bullet \ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre
- L : longueur libre de la plus grande travée
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- A : Section d'armature en travée
- M_t : Moment max en travée.
- M_0 : Moment max isostatique

- $\frac{h}{l} = \frac{0.35}{4} = 0.0875 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ ……**condition vérifier**
- $\frac{h}{l} = 0.0875 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{46.3}{10 \times 26.1}$ ……**condition vérifier**
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0084$ ……**condition vérifier**

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

Conclusion :

Le ferraillage retenu est le suivant :

- Aux appuis : Aa = 3HA14
- En travée : At = 3HA14

III.4. Calcul de la poutre de chainage :

Le chainage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
- Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
- Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.4.1. Prédimensionnement de la poutre de chaînage :

La hauteur de la poutre est donnée par la condition du BAEL

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Avec : } L_{max} : 3{,}90\ m\ longeur\ libre\ de\ la\ poutre$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.667 \leq h_t \leq 40\ cm$$

On prend : $\boldsymbol{h_t = 30cm}$

Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4\ (30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend **:** $\boldsymbol{b = 25cm}$

Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de **l'RPA2024.**

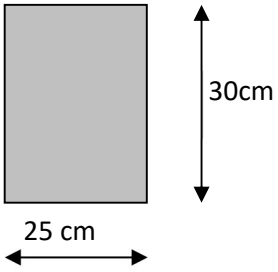
- b ≥ 25 cm
- h ≥ 30 cm
- $h/b \leq 4$ cm

Vérifications (RPA 2024) :

b = 25 cm ≥ 20 cm ⇒ condition vérifiée

h = 35 cm ≥ 30 cm ⇒ condition vérifiée

h/b = 1,16 ≤ 4 ⇒ condition vérifiée



III.4.2. Calcul des effort internes à l'ELU :

Charge et surcharge :

Poids propre du plancher : $5.16 \times \frac{0.65}{2} = 1.67\ KN/ml$

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875\ KN/ml$

$$\boldsymbol{G_T = 1.67 + 1.875 = 3.545\ KN/ml}$$

$$\boldsymbol{Q = 1.875 \times \frac{0.65}{2} = 0,61\ KN/ml}$$

Combinaison de charges :

$q_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = 1.35\ (3.545) + 1.5(0.61)$

$q_u = 5.7\ KN/ml$

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u.l}{2} = \frac{5.7 \times 4.0}{2} \Rightarrow R_a = R_b = \mathbf{11.4\ KN}$$

Effort tranchant :

$T(x) = -qx + R_a = -5.7\ x + 11.4$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = \mathbf{11.4\ KN} \\ x = 3.90\ m \rightarrow T(x) = \mathbf{-11.4\ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q.l^2}{8} = \frac{5{,}7 \times 4.00^2}{8} \Rightarrow \boldsymbol{M_0 = 11.4\ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

Moment en travée :

$M_t = 0.85 M_0 = 9.69\ KN.m$

Moment aux appuis :

$M_a = -0.3 M_0 = -3.42\ KN.m$

Diagrammes des efforts interne à l'ELU :

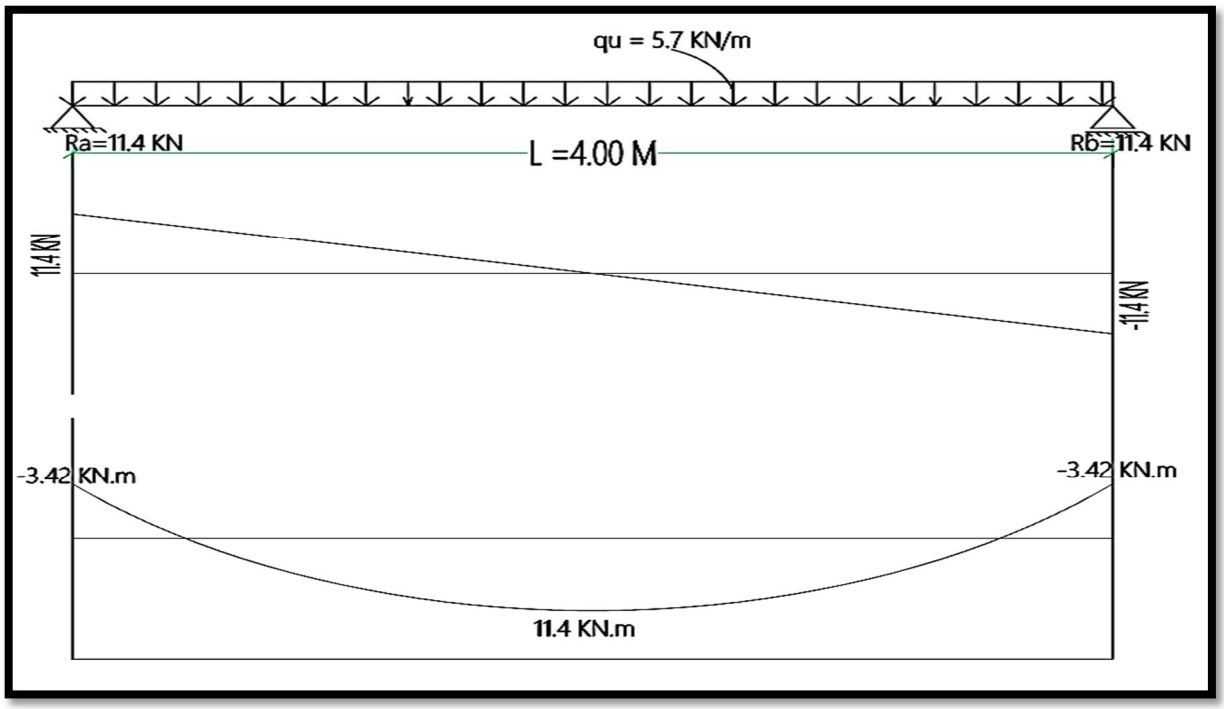


Figure III.21 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.4.3. Ferraillage de la poutre de chainage :

A. Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales :**

	Aux appuis	**En travée**
Moment (KN.m)	3.42	11.4
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{3.42 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 1.42} = 0.009 \leq \mu_l = 0.392$	$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11.4 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 1.42} = 0.31 \leq \mu_l = 0.392$
α = 1.25 (1-√1-2μ)	0.011	0.479
ß= 1- 0.4α	0.995	0.808
Armatures principales A_t (cm)	$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3.42 \times 10^2}{0.995 \times 32 \times 43.5} = 0.246$	$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{11.4 \times 10^2}{0.808 \times 32 \times 43.5} = 1.013$
A_{adop}	**3 HA 12= 3.39 cm²**	**3 HA 12= 3.39 cm²**

- **Armatures transversales ……. (Article.A.7.2,2 BAEL99)** :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l\right) = \min(8{,}57; 25; 12)$$

$$\emptyset_t = 8.57 \ mm$$

On adopte : **4 HA 8 = 2.01 cm²**

❖ **Espacement des barres …… (art A.1, 22 BAEL 99)** :

St ≤ min (0.9 × d ; 40 cm) = min (28,8; 40 cm) ⇒ **St = 25 cm**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\mathbf{A_t \times f_e}}{\mathbf{b \times S_t}} > \mathbf{0.4\ Mpa} \rightarrow \frac{2.01 \times 500}{25 \times 25} = 1.608 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{Condition vérifier}$$

❖ **L'espacement est donné selon deux zones :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min\ (7.5\ ; 12) \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{S_t = 7\ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 15\ cm \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{S_t = 15\ cm}$$

B. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité … (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{min} = 0.23\ .b.d\ .\frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{500} \Rightarrow \boldsymbol{A_{min} = 0.773\ cm^2}$$

En travée :

$A_t = 1.51\ cm^2 \geq A_{min} = 0.773\ cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

Aux appuis :

$A_a = 1.51\ cm^2 \geq A_{min} = 0.773 cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement …… (art A.51.211 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \tau_{adm}}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{11.12 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.139\ MPa$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2\ \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33\ MPa$$

$\tau u = 0.139$ MPa $\leq \tau adm = 3.33$ MPa ⟶ pas de risque de cisaillement

- **Vérification de la condition d'entraînement des barres …….. (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :**

On doit vérifier que : $\overline{\tau_s} \leq\ \tau_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9\ .d.\sum ui}$$

Avec : $\sum ui = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3{,}14 = 113.04$ mm

n : nombre de barres.

$\emptyset$: Diamètre des barres.

$$\tau_s = \frac{11.12 \times 10^3}{0.9\ \times 320 \times 113.04} = 0.342\ MPa$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t2}\ = 1.5\ \times 2.1 = 3.15\ MPa$$

$\tau_s = 0.342\ MPa\ \leq\ \tau_{se} = 3.15\ MPa$ ⟶ Donc il n'est y a pas de risque d'entrainement des barres

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis …(Art.A5.1,313/BAEL99)**

On doit vérifier que : $T_{max} < v_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times\ f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25000 \times 0.9 \times 0.32 \times 0.25}{1.5} = 480\ KN$$

$T_{max} = 11.12 < v_u = 480$ KN ⟶ condition vérifier

III.4.4. Calcul des efforts internes à l'E.L. S :

- **Charge et surcharge** :

$$G_T = 1.67 + 1.875 = 3.545\ KN/ml$$

$$Q = 1.875 \times \frac{0.65}{2} = 0{,}61\ KN/ml$$

- **Combinaison de charges :**

$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 4.155 KN/ml$

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_s . l}{2} = \frac{4.155 \times 4.00}{2} \Rightarrow R_a = R_b = \mathbf{8.31 KN}$$

- **Effort tranchant** :

$T(x) = -qx + R_a = -4.155\ x + 8.31$

$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = \mathbf{8.31\ KN} \\ x = 3.90\ m \rightarrow T(x) = \mathbf{-8.31 KN} \end{cases}$

- **Moment fléchissant :**

$$M_{max} = M_0 = \frac{q . l^2}{8} = \frac{4.155 \times 4.00^2}{8} \Rightarrow \boldsymbol{M_0 = 8.31\ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

Moment en travée :

$M_t = 0.85 M_0 = 7.06\ KN.m$

Moment aux appuis :

$M_a = -0.3 M_0 = -2.49 KN.m$

Diagrammes des efforts interne à l'ELS :

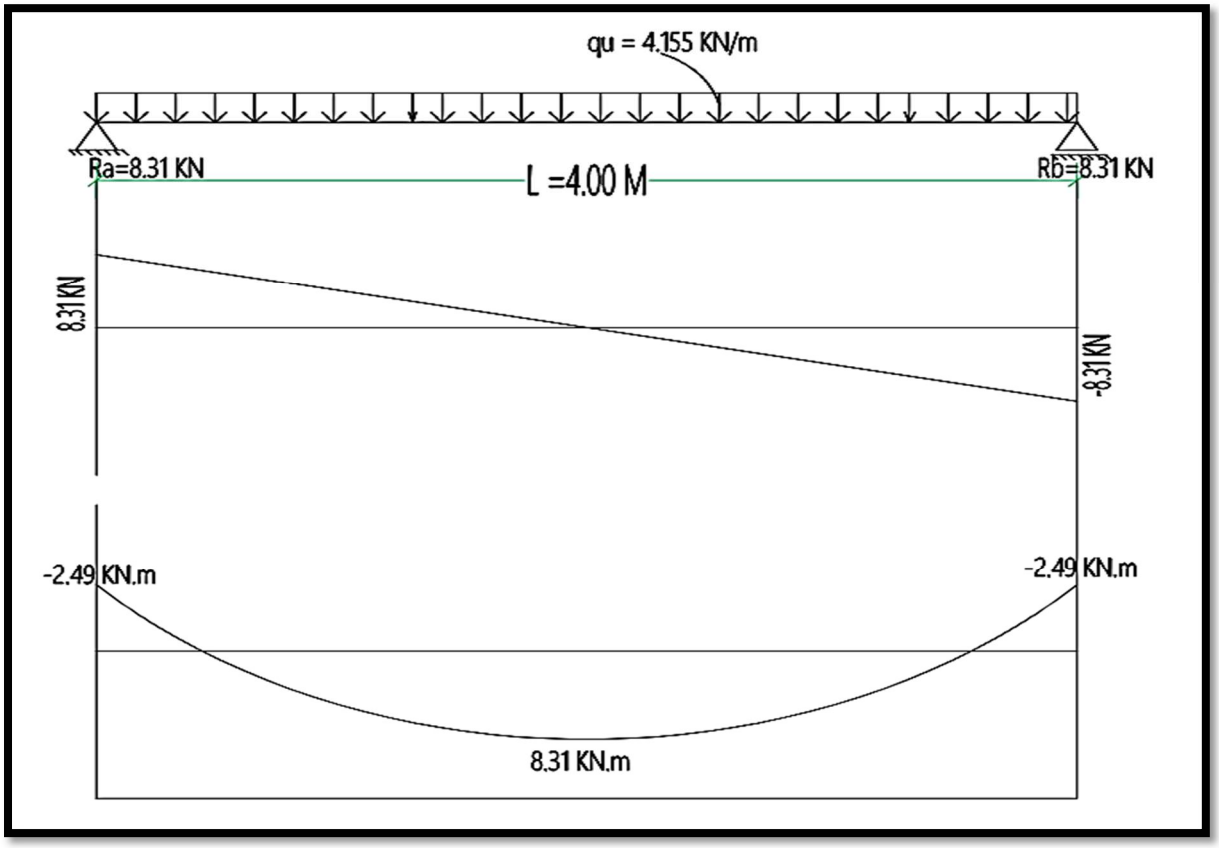


Figure III.22 : Diagramme des efforts internes à L ELS

III.4.5. Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

D'où : $\boldsymbol{\beta_l = 0.900}$; $\boldsymbol{\alpha_l = 0.300}$; $K = \frac{\alpha_l}{15\,(1-\alpha_l)} = \mathbf{0.066}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st}.\beta.d} = \frac{2.49 \times 10^6}{339 \times 0{,}900 \times 320} = 25.50\ Mpa$$

$\sigma_s = 25.50\ MPa \leq \bar{\sigma}_S = 348\ MPa$ ⟶ Condition vérifiée

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0{,}423$$

D'où : $\boldsymbol{\beta_l = 0.900}$; $\boldsymbol{\alpha_l = 0.300}$; $K = \frac{\alpha_l}{15\,(1-\alpha_l)} = \boldsymbol{0.066}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st}.\beta.d} = \frac{8.31 \times 10^6}{339 \times 0{,}900 \times 320} = 85.11\ MPa$$

$\sigma_s = 85.11\ \overline{MPa} \leq \sigma_s = 348\ MPa$ ⟶ Condition vérifiée

III.5. Calcul de la dalle pleine de la salle Machine :

Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

Notre immeuble est muni de deux cages d'ascenseur, , la surface de l'ascenseur est de (1.6 × 1.8 = 2.88m^2) pouvant charger huit personnes de 6.3 KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes. P = 90Kn.

III.5.1. Dimensionnement :

$$\boldsymbol{ht \geq \frac{Lx}{30} = \frac{180}{30} = 6cm}$$

D'après le **(RPA 2024)** la hauteur de la dalle « ht » doit être au moins égale à 12cm.

→ On opte une épaisseur **ht = 20 cm**.

Remarque :

La dalle repose sur son contour (quatre appuis). Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

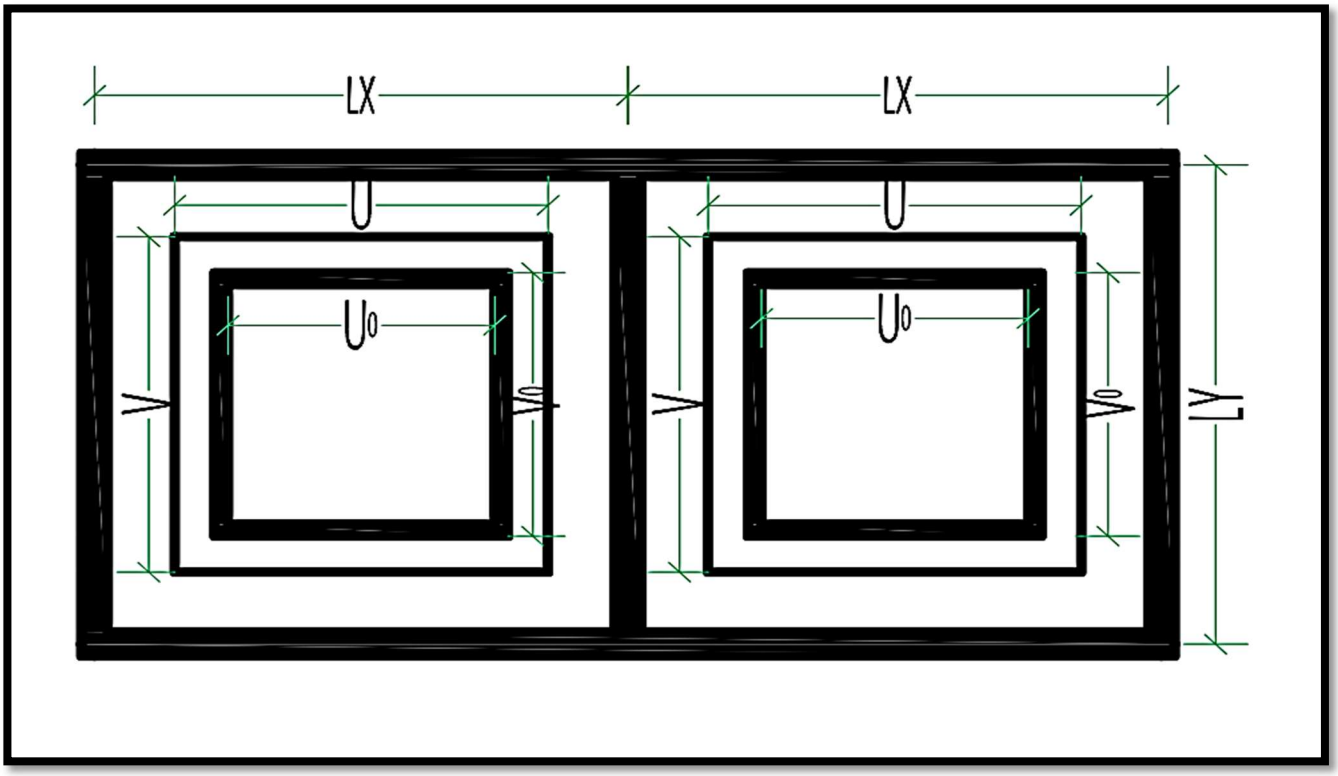


Figure III.23 : Schéma statique de la salle machine.

Les côtés u_0 et v_0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à Lx et à Ly.

La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV.

$\frac{lx}{ly} = \frac{1.60}{1.80} = 0.88 \quad 0{,}4 < \rho = 0{,}88 < 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

on a: $\begin{cases} u = u_0 + e \times k + ht \\ v = v_0 + e \times k + ht \end{cases}$

Avec :

e : Epaisseur de revêtement (e = 5cm)

ht : Hauteur de la dalle pleine (ht = 20cm)

k : Revêtement aussi solide que le béton (k = 2)

u_0 = 120cm ; v_0 = 120 cm

u = 1.20 + 2 × 0,05 + 0,20 = 1.50m

v = 1.20 + 2 × 0,05 + 0,20 = 1.50m

A. Moments engendrés par le système de levage :

➢ Ils sont donnés par les formules : $M_X = q_u (M1 + \upsilon M2)$

$$M_y = q_u (\upsilon M1 + M2)$$

υ: Coefficient de poisson $\Rightarrow$ $\upsilon = 0$ à l'ELU

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.5}{1.6} = 0.937 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.5}{1.8} = 0.833$$

Pour déterminer M1 et M2 on utilise les abaques de **PIGEAUD** Pour **$\rho = 0.88$** :

$$\mathbf{M_1 = 0.058} \quad \mathbf{M_2 = 0.037}$$

$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.058 =$ **7.047 KN.m**

$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.037 =$ **4.5 KN.m**

B. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \, q_u \, L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \, M_{x2} \end{cases}$

$\frac{lx}{ly} = \frac{1.60}{1.80} = 0.88$ $\quad 0,4 < \rho = 0,88 < 1 \quad \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

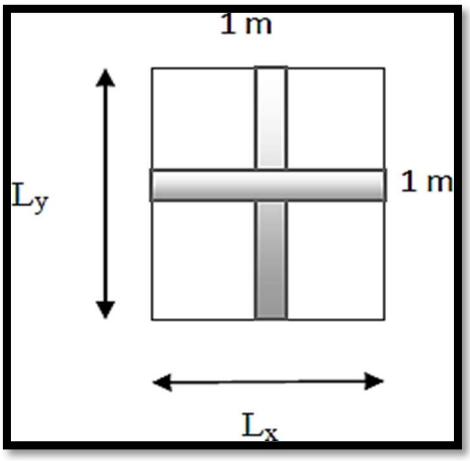
Après interpolation : $\mu_x = 0,0478$; $\mu_y = 0,740$

Poids propre de la dalle : **G** = 0,20 × 1 ×25= **5KN/mℓ**

$\mathbf{q_u} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 =$ **8,25KN/mℓ**

$M_{x2} = 0,0478 \times 8,25 \times 1.6^2 =$ **1.009 KN.m**

$M_{y2} = 0,740 \times 1.009 =$ **0.746 KN.m**



C. Superposition des moments :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.047 + 1.009 =$ **8.06 KN.m**

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.5 + 0.746 =$ **5,25KN.m**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III.5.2. Ferraillage de la dalle :

A. Dans le sens de la petite portée : x-x

- **En travée :**

Mu = 0,85 × 8.06 = 6.851 KN.m

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}} = \frac{6.851 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0335 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$$

$A_{sc} = 0\ cm^2$

$\mu = 0.0335$

$\alpha = 1.25\ (1 - \sqrt{1 - 2\mu}\,)\alpha = 0.0426$

$\beta = 1 - 0.4\alpha$

$\beta = 0.983$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.851 \times 10^3}{0.983 \times 12 \times 435} = 1{,}33\ cm^2$$

A_{st} =1,33 cm²

Soit **4HA8 (A_s = 2.01cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

- **Aux appuis :**

Mu.x = 0.3 × (- 6.851) = - 2.05 KN.m

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{2.05 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$$

$A_{sc} = 0\ cm^2$

$\mu = 0.01$

$\alpha = 1.25\ (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \alpha = 0.0125$

$\beta = 1 - 0.4\alpha$

$\beta = 0.995$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.05 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 452} = 0{,}394\ cm^2$$

A_{st} = 0,394cm²

Soit :**4HA8 (A_s = 2.01cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

B. Dans le sens de la grande portée : y-y

- **En travée :**

Mu = 0.85 × 5.25= 4.46 KN.m

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{4{,}46 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$$

$\beta = 0.989$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4{,}46 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 452} = 0.863\ cm^2$$

A_{st} = 0.863 cm²

Soit **4HA8 (A_s = 2.01cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm**

• **Aux appuis :**

Mu,x = 0.3 × (- 5,25) = - 1,575 KN.m

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{1{,}575 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0077 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$$

A_{sc} = 0 cm^2

$\mu = 0.0077$

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\,)\alpha = 0.0096$

$\beta = 1 - 0.4\alpha$

$\beta = 0.996$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1{,}575 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 435} = 0{,}302\ cm^2$$

A_{st} = 0,302 cm²

Soit :**4HA8 (A_s = 2.01cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

III.5.3. Vérifications à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} > \rho_0 \times b \times \frac{H_t}{2} \times (3 - \frac{L_x}{L_y}) = 0{,}0008 \times 100 \times \frac{20}{2} \times (3 - \frac{1.60}{1.80}) = 1{,}688\ cm^2$$

Avec **ρ0 : taux d'armatures dans chaque direction ; ρ0 = 0.8‰**

Pour les deux sens (X-X); (Y-Y) At = Aa = 2 .01cm² > 1.688 cm² …… **Condition vérifiée.**

B. Diamètre minimal des barres (Art A-7-2-1 du BAEL91) :

on doit vérifier que : $\Phi_{max} \leq \frac{H_t}{10} = \frac{200}{10} = 20\ mm$

Φ = 8 mm< Φmax = 20 mm …… **Condition vérifiée**.

C. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

$S_t = 25\ cm \leq (2h = 40\ cm ; 25\ cm)$ …… **Condition vérifiée.**

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

$S_t = 25cm \leq (3h = 60\ cm ; 33\ cm)$ ……
Condition vérifiée.

D. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42):

$$q_u \leq \frac{0.045 \times Uc \times Ht \times fc_{28}}{\gamma b}$$

q_u : Charge de calcul à L'ELU. h_t : Epaisseur totale de la dalle.
U_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.5 + 1.5) = 6\ m$
$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 90 = 121.5\ Kn$

$$121.5 \leq \frac{0.045 \times 6 \times 0.20 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 900\ Kn$$

E. Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a U = V alors :

- *au milieu de V*:

$$T_{max} = V_u = \frac{p}{2V + U} = \frac{90}{2 \times 1.5 + 1.5} = 20\ KN$$

- *au milieu de U*:

$$T_{max} = V_u = \frac{p}{3V} = \frac{90}{1.5 \times 3} = 20\ KN$$

$$ainsi\ on\ aura : \tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{20 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.166 Mpa$$

$$\bar{\tau} = min(\frac{0.2 \times fc_{28}}{\gamma_b} ; 5MPa = \min(3.33; 5) = 3.33MPa$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$.....**Condition est vérifiée.**

III.5.4. Vérification à l'ELS :

A. Moments engendrés par le système de levage :

À L'ELS ν = 0.2

Après interpolation : **$M_1 = 0.058$** **$M_2 = 0.037$**

$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.058 + 0.2 \times 0.037) = 5.89$ KN.m

$M_{y1} = q_s (\nu M_1 + M_2) = 90 \times (0.2 \times 0.058 + 0.037) = 4.37$ KN.m

B. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \, q_s \, Lx^2 \\ M_{y2} = \mu_y \, M_{x2} \end{cases}$$

$\mu_x = 0.0549$; $\mu_y = 0.818$

$q_s = 5 + 1 = 6$ Kn/ml

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0549 \times 6 \times 1.6^2 = 0.843 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.818 \times 0.842 = 0.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C. Superposition des moments :

$M_x = 5.89 + 0.843 = 6.73$ KN.m

$M_y = 4.37 + 0.67 = 5.04$ KN.m

D. Ferraillage de la dalle :

➢ **Dans le sens de la petite portée : x-x**

En travée:

$M_s = 0.85 \times 6.73 = 5.72$ Kn.m

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028$$

$\rightarrow \beta = 0.986$

$\mathbf{A_s} = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.72 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 452} = 1.06\ cm^2 \leq A_{st} = 1.28 cm^2$ ..... **condition verifiée**.

Aux appuis :

$M_s = 0.3 \times (-5.72) = -1.72$ Kn.m

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0084$$

$\rightarrow \beta = 0.995$

$\mathbf{A_s} = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.72 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 452} = 0.318 cm^2 \leq A_{st} = 0.379 cm^2$ ..... **condition verifiée**.

- **Dans le sens de la grande portée : y-y**

En travée:

$M_s = 0.85 \times 5.04 = 4.28$ Kn.m

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\rightarrow \beta = 0.990$

$\mathbf{A_s} = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.28 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 452} = 0.797\ cm^2 \leq A_{st} = 0.83 cm^2$ ..... **condition verifiée**.

Aux appuis :

$M_s = 0.3 \times (-5.04) = -1.51$ KN.m

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.51 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.007$$

$\rightarrow \beta = 0.996$

$\mathbf{A_s} = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.51 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 452} = 0.279 cm^2 \leq A_{st} = 0.453 cm^2$ ..... **condition verifiée**.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.5.5. Vérification de la contrainte de compression dans béton :

Contrainte dans l'acier : on doit s'assurer que $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$

Avec : $\boldsymbol{\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.2} = 417}$

$$\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100\,.As}{b.d}} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = \mathbf{0.163}$$

Par interpolation : $\boldsymbol{\rho_1 = 0.163}$ $\boldsymbol{K_1 = 60.76}$ $\boldsymbol{\beta_1 = 0.933}$

A. Sens x-x:

- **En travée:**

$M_{T.S}^{X-X} = 5.72\ Kn.m$ $\boldsymbol{A_s = 2.01cm^2}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_s} = \frac{5.72 \times 10^3}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 254.17Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{254.17}{60.76} = 4.18\ Mpa$$

$\sigma_{bc} = 4.18\ Mpa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$ → **condition verifiée**

- **Aux appuis** :

$M_{A.S}^{X-X} = 1.72\ Kn.m < M_{T.S}^{X-X} = 5.72\ Kn.m$: $\sigma_{bc}{}_{T.S}^{X-X} = 4.18Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$

B. Sens y-y:

- **En travée :**

$M_{T.S}^{Y-Y} = 4.28\ Kn.m < M_{T.S}^{X-X} = 5.72Kn.m$: $\sigma_{bc}{}_{T.S}^{X-X} = 4.18Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$

- **Aux appuis** :

$M_{A.S}^{Y-Y} = 1.51\ Kn.m < M_{T.S}^{X-X} = 5.72Kn.m$: $\sigma_{bc}{}_{T.S}^{X-X} = 4.18Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$

Diamètre maximal des barres (ART A-7-2-1 DU BAEL91) :

On doit verifier que : $\boldsymbol{\Phi_{max}} = \frac{Ht}{10} = \frac{200}{10} = 20mm$

$\Phi = 8$ mm $< \Phi_{max} = 20$ mm..... **Condition vérifiée.**

Etat limite de fissuration :

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

III.6. L'Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contretoute 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 du à son poids propre **(G).**
- Un moment dû à la surcharge **(Q).**

Son rôle est de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretient des façades

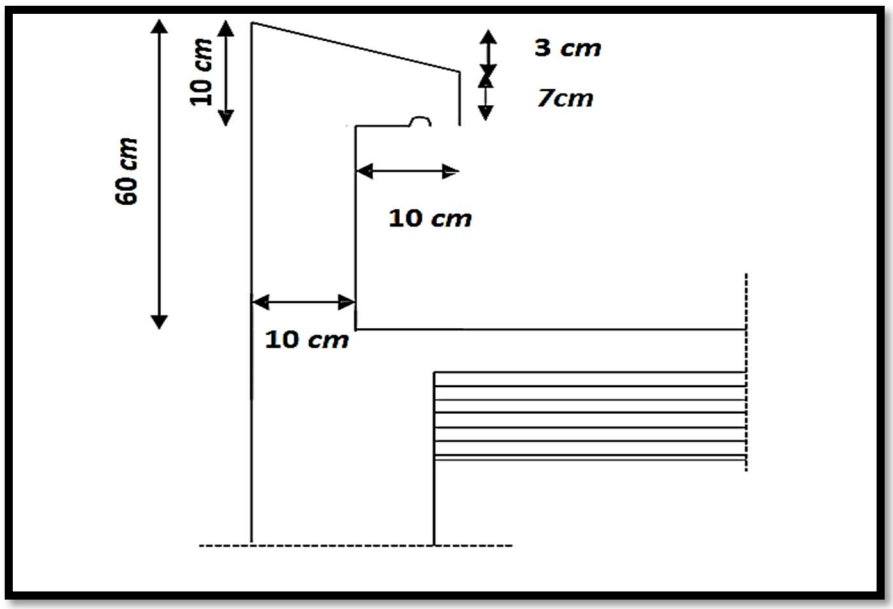


Figure III.24 : Coupe verticale de l'acrotère.

Schéma statique de l'acrotère :

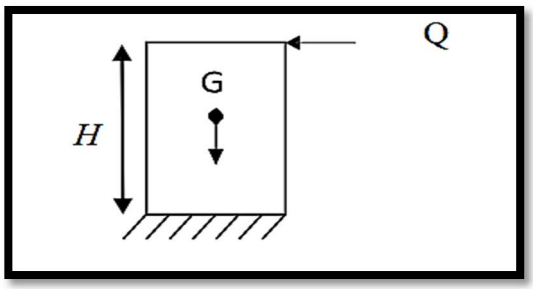


Figure III.25 : Schéma statique de l'acrotère.

III.6.1. Calcul des sollicitations :

A. Evaluation des charges :

- **Poids propre de l'acrotère**

$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{beton}$

Avec :

S_{acr} : Section transversal de l'acrotère.

$\rho_{bé}$: Masse volumique du béton =25 kN/m^3

$$G=[(0.6\times 0.1)+(0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})] \times 25 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation**

La surcharge de l'acrotère est estimée à **Q = 1KN/m**

B. Les sollicitations

Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1ml = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$$

Effort tranchant due à la poussée latérale :

$$T_Q = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$$

Moment due à l'effet de la main courante

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

Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

- **Diagrammes des efforts internes**

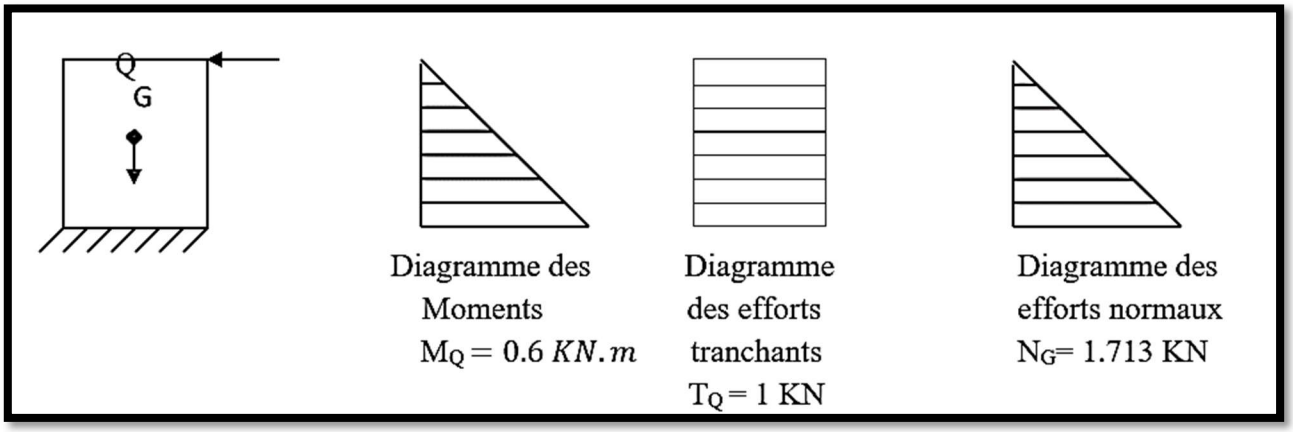


Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes.

- **Combinaison de charge :**

À l'ELU : La combinaison est : 1.35G+1.5Q

N_U= 1.35N_G =1.35×1.713 =2.31 KN/ml

M_U= 1.35M_G = 1.35×0.6 =0.9 KN.m

T_U=1.5T_Q =1.5×1 =1.5 KN

À l'ELS : La combinaison est : G + Q

N_S= N_G= 1.713 KN/ml

M_S= M_Q= 0.6 KN.m

T_S= T_Q= 1 KN

III.6.2. Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire (*b x h*) cm^2 soumise à un effort normal « *N* »et un moment de renversement « *M* ». Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS

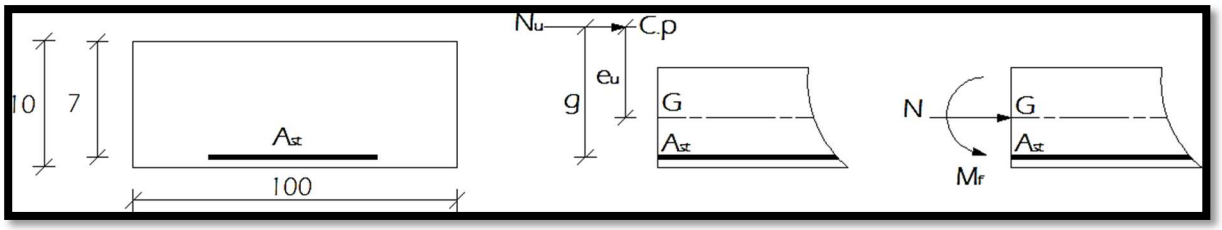


Figure III.27 : Schéma de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et **c'** : Enrobage : 2 cm

d = h – c : Hauteur utile : 7 cm

A. Calcul des armatures à L'ELU :

- **Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896\ m\ = 38.96$ cm

$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\ cm$

$$e_u > a$$

a : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

$g = e_U + (\frac{h}{2} - c)$ **g** = 38.96 + 2 = **40.96 cm**

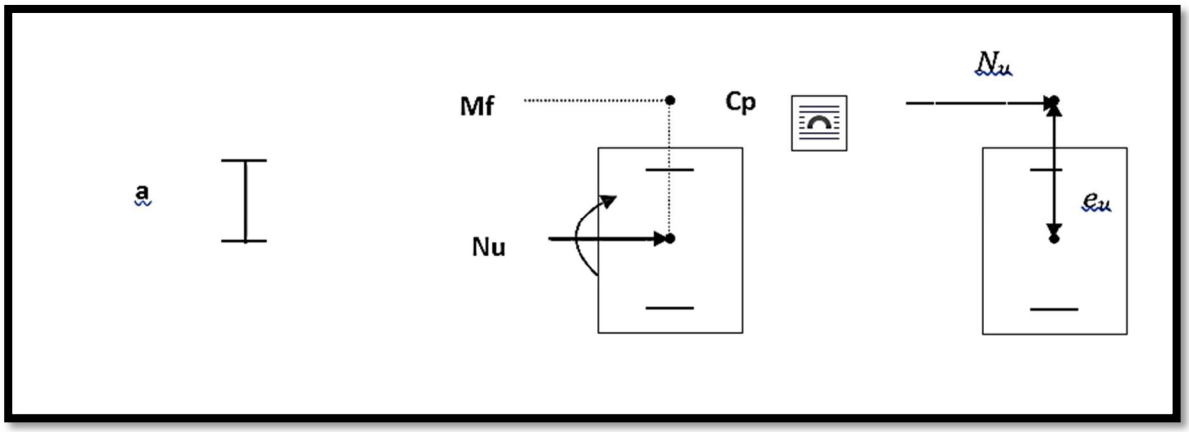


Figure III.28 : position du centre de pression.

Remarque :

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

Avec :

M_u : Moment du a la compression

N_u : Effort de compression

e_u : L'excentricité

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 = Nu x g = 2.31 x 40.96 x10^{-2} == 0.946 $kN.m$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^5}{10 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0136$$

μ_u = 0.0136 < μ_l = 0.392 → SSA « Section simplement armée donc Asc = 0 »

μ_u = 0.0135 → β = 0.993

Armatures fictives

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^4}{0.993 \times 7 \times 435 \times 10} \approx 0.31 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée**

❖ **La section des armatures réelles**

$$Ast = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.3 - \frac{2.31}{43.5} = 0.256\ cm^2$$

B. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$ **(pratiques du BAEL, P 199)**

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.713} = 35.02\ cm$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{500} \times \frac{35.2 - 0.455 \times 7}{35.2 - 0.185 \times 7} = 0.638\ cm^2$$

Amin= 0.638 cm² > Ast ELU= 0.248 cm². La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée pas la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$A_{st} = A_{min} = 0.638$ cm². Soit : $A_{adopté}$ **= 4 HA 8= 2.51 cm²/ml**. Avec un espacement **S_t= 25 cm**.

Armatures de répartition

Selon l'article (**A.8.2, 41 du BAEL 91)** , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/3\ A_{adoptée} = 0.84$ cm². Soit : **4 HA 8= 2.01 cm²/ml.** Avec un espacement **S_t= 15 cm.**

- **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\boldsymbol{\tau_u} = min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5\ MPa$$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = \mathbf{0.0214\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \mathbf{0.0214\ MPa} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5\ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\boldsymbol{\tau_{es}} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{es}$$

$\bar{\tau}_{es} = \Psi_s \times f_{t28}$ **Avec :** aciers haute adhérence → Ψ_s =1.5× 2.1

$\bar{\tau}_{es} = \mathbf{3.15\ MPa}$.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 125.6\ mm$$

$$\tau_{es} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19\ MPa$$

$\tau_{es} = 0.19\ MPa < \bar{\tau}_{es} = \mathbf{3.15\ MPa}$ → **Condition vérifiée.**

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE500 et pour f_{c28}= 25 MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

l_s = 35φ= 35 x 0.8= 28 cm.

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \varphi\frac{f_e}{4\tau_{su}} = \varphi\frac{f_e}{4\times(0.6\times f_{t28}\times \Psi_s^2} = 8\frac{500}{4\times(0.6\times 2.1\times 1.5^2} = 35.2\ cm$$

Donc le scellement droite est prise égale à : l_s= 35 cm. de longueur

- **Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)**

Pour des charges concentrées :

Armatures principales : S_t= 20 cm = min (2h ; 25 cm) = 20 cm. La condition est vérifiée.

Armatures de répartition : S_t= 25 cm < min (3h ; 33 cm) = 30 cm. La condition est vérifiée.

III.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries …). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

A. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \leq \min\left\{\frac{2}{4}\times 500; 110\sqrt{1.6\times 2.1}\right\} \leq min\{266.66; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63\ MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $\rho = \frac{100A}{b\times d} = \frac{100\times 2.51}{100\times 7} = 0.360$

Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.360 : β_1= 0.907 ; K_1= 38.76.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6\times 10^6}{0.907\times 70\times 2.51\times 10^2} = 37.65\ MPa$$

37.65MPa $< \bar{\sigma}_{st} = 201.63\ MPa$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

B. Contraintes dans le béton :

$\bar{\sigma}_{bc}$ = 0.6f_{c28}= 0.6 x 25= 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97\ MPa$$

σ_{bc} = 0.97 MPa < $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa. → La **condition est vérifiée.**

Conclusion :

Le ferraillage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- Armatures principales : 4 HA 8/ml (S_t= 25 cm).

- **Armatures de répartition** : 4 HA 8 (S_t= 15 cm).

Chapitre IV

Modélisation avec logiciel ETABS

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure, notamment face aux sollicitations sismiques, nécessite des méthodes de calcul précises. Pour cela, la méthode des éléments finis (MEF) est essentielle. L'utilisation de logiciels comme ETABS, Robot ou Sap2000 facilite le calcul et améliore la précision des résultats. Ce chapitre se concentre sur la présentation des étapes de modélisation de notre structure à l'aide d'ETABS, en appliquant la méthode des éléments finis.

IV.1. Description du logiciel ETABS :

L'ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel développé par Computers and Structures, Inc. (CSI) pour la modélisation et l'analyse de structures. Il permet de créer des modèles 3D détaillés de bâtiments, en intégrant des éléments tels que poutres, poteaux et planchers. ETABS offre des capacités d'analyse statique et dynamique pour évaluer les performances des structures sous diverses charges, y compris les charges gravitaires et sismiques. Il facilite également la conception des éléments selon des normes internationales, ainsi que les règlements parasismiques spécifiques, comme ceux en vigueur en Algérie. Le logiciel génère des rapports détaillés et dispose d'une interface simple, ce qui en fait un outil précieux pour la conception de structures complexes dans l'industrie de la construction.

IV.1.1. Rappel :(terminologie) :

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Define : définir
- Frame : portique (cadre)
- Frame section : coffrage
- Shell : voile
- Column : poteau
- Beam : poutre.
- Frame section : coffrage
- Loads : charges
- Uniformed loads : charges uniformes
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier

IV.1.2. Version d'utilisation de L'ETABS :

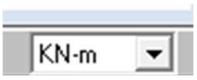
Pour notre étude, on a utilisé la version ETABS V9.6.

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 on 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 → Grid only → OK

- On aura deux fenêtres représentants 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 → Material Properties → Conc → Modify/Show Material →** (On définir les propriétés mécaniques du béton et l'acier).

On introduit les données suivantes :

-Masse volumique du béton : 2.5 KN/m^3.

-Poids volumique de béton : 25 KN/m^3.

-Module d'élasticité de béton : 32164200 KN/m^2.

-Contrainte max de béton à la compression : 25000 KN/m^2.

-Contrainte max des aciers longitudinaux : 500000 KN/m^2.

-Contrainte max des aciers transversaux : 500000KN/m^2.

→ **OK**.

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^3.

-Poids volumique de béton : 0 KN/m^3.

→ **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 Rectangular** → (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 chainage [CH25x30]) .
  → ***OK.***
- Enfin on obtient cette série des sections nécessaire qui représente la structure de la construction.

→ ***OK.*** (Pour valider l'opération)

IV.2.4. Etape 04 : Définition des éléments surfaciques

Une fois la définition des éléments barres terminée, on passe à la modélisation des éléments surfacique : plancher en corps creux [CC], dalle pleine [DP] et voile 25.

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 [**CH25x30**] 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 poteaux :

On clique sur :

- **L'icône** → **Property** (on choisit l'élément [**Pot40x40**] et on dessine avec one story les poteaux selon l'architecture dans chaque story)

Dessin des voiles:

On clique sur :

- **L'icône** ou → **Property** (on choisit **VOILE25** 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 permettre de bloque 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 "Selt Weight Multiplier", le logiciel inclut le poids propre des éléments en l'ajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

On clique sur :

- **Define → Static load cases** (On définit les charges permanentes G et les surcharge Q) → **OK**.

B. 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 = 5.16 KN/m^2
Q = 1.5 KN/m^2

- **Plancher terrasse inaccessible :**

G = 5.24 KN/m^2
Q = 1 KN/m^2

- **Dalle pleine salle machine :**

G = 3.75 KN/m^2

Q = 1 KN/m^2

- **Console en corps creux :**

G = 5.16 KN/m^2

Q = 3.5 KN/m^2

IV.2.7. Etape 07 : Définition des charges dynamique

A. Définir le spectre selon le RPA :

Pour effectuer le calcul dynamique de la structure, il est nécessaire d'introduire un spectre de réponse. Ce spectre représente la courbe maximale d'accélération en fonction des périodes propres T pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée.

Les données à insérer dans le logiciel sont les suivantes :

- **Zone** : **V** (Zone à sismicité moyenne)
- **Groupe d'usage** : **2**
- **Coefficient de comportement R** : Portique contreventés par des voiles **R = 4.5**
- **Site** : **S3**
- **Facteur de qualité Q** : Q=1+ΣPq => **Q=1.05**

On clique sur :

- **Text → Enregistrer**

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**

B. 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 → Response spectrum cases → Add new spectrum →** (Dans la partie **Input response spectra**, 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 :

- **Combinaisons aux états limites : (BAEL modifie 99)**
  - **ELU** =1,35 G+1,5 Q.
  - **ELS** = G+Q.

- **Combinaisons accidentelle (RPA 2024)**
  - G + 0.3Q± Ex±0.3Ey
  - G + 0.3Q± Ey±0.3Ex

On clique sur :

- **Define → laod combinations** **→ Add new combinations →** **(** On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions) **→ OK**.

On obtient ces deux combinaisons d'action :

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+β.Q] avec (β = 0.3) selon la norme RPA 2024 (tableau 4.5).

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 effectuer les mêmes procédures pour les autres niveaux jusqu'aux dernier étage on opte :

IV.3. Étapes de l'analyse et présentation des résultats :

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 permettre d'illustrer les erreurs afin de les corriger.

Le lancement d'analyse se fait en cliquant sur :

- **Analyze → Run analyze** (ou bien en utilisant le clavier en cliquant sur F5).

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA version 2024

Introduction :

Un séisme résulte de la libération d'énergie dans la croûte terrestre, provoquant des vibrations destructrices. Pour assurer la sécurité des structures, il est essentiel de procéder à un calcul sismique rigoureux avant d'entreprendre toute étape de ferraillage. En Algérie, ce calcul doit respecter les exigences du règlement parasismique **RPA 2024**, qui impose des critères stricts, tels que :

- La Période fondamentale de la structure.
- Nombre de mode à considérer.
- Sollicitations normales.
- Justification du système de contreventement.
- Effet de la torsion accidentelle.
- Justification vis-à-vis des déformations.
- Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ.

Spectre de réponse de calcul (Article 3.15 du RPA 2024)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T)\begin{cases} A.I.S\left(2.5+\frac{T}{T_1}\left(2.5\frac{Qf}{R}-\frac{2}{3}\right)\right) & si\ 0 \le T \le T_1 \\ A.I.S\left(2.5\frac{Qf}{R}\right) & si\ T_1 \le T \le T_2 \\ A.I.S\left(2.5\frac{Qf}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right) & si\ T_2 \le T \le T_3 \\ A.I.S\left(2.5\frac{Qf}{R}\right)\left(\frac{T_2.T_3}{T^2}\right) & si\ T_3 \le T \le 4\,s \end{cases}$$

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 3.3)
- **I :** coefficient d'importance (Table 3.11)
- **S :** (Table 3.4)
- **Q_F :** facteur de qualité (article 3.8).
- **R :** coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.18).
- **T et T_2** : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (Table 3.4).

V.1. Justification du système de contreventement :

Cette étape a pour but de répartir les charges horizontales et verticales entre les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R. Les efforts horizontaux sont déterminés à l'aide du logiciel ETABS en choisissant les combinaisons de charges appropriées. Par la suite, le coefficient de comportement R est attribué selon les catégories du **(Table 3.17) du RPA 2024**.

On peut extraire les résultats à partir d'ETABS en suivant les étapes suivantes, on clique sur :

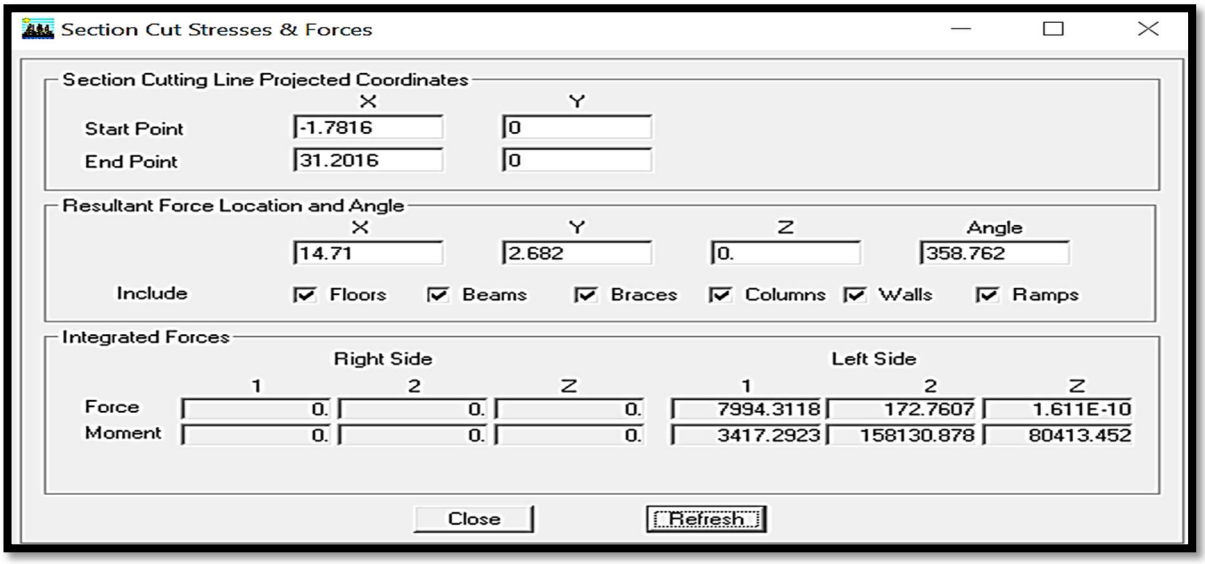
V.1.1. Charges horizontales :

- **View → Set 3D view → xz** (Plan : 270° , Elevation : 0° , Aperture : 0°) **→ OK**

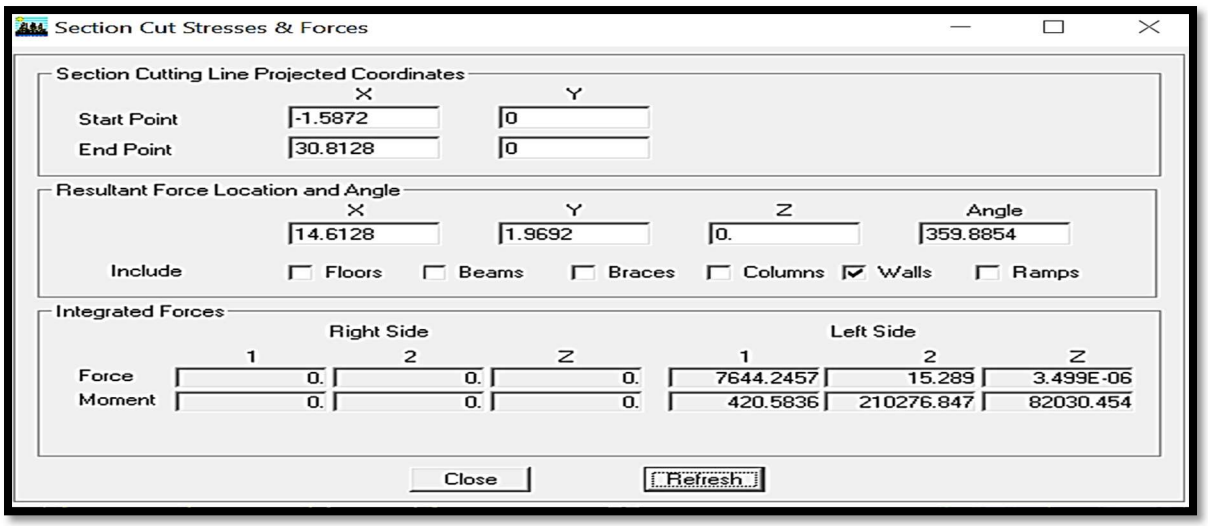
- **Selon le sens X-X :**

- **Display → Deformed shape → Ex Spectra → Draw → Draw section cut** (dessiner une ligne horizontale à la base) **→ OK**

Puis en refait la ligne dans chaque étage on changent la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages.



Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts horizontaux reprenez par les voiles uniquement.



Story X-X	Fx totale	Pourcentage %	Fx voiles	Pourcentage %
RDC	7994.318	100	7644.2457	**95.62**
ETG 1	7753.6987	100	7198.7728	**92.84**
ETG 2	7353.9505	100	6594.6331	**89.67**
ETG 3	6826.5901	100	6116.1459	**89.59**
ETG 4	6177.978	100	5372.3568	**86.96**
ETG 5	5406.3433	100	4507.2863	**83.37**
ETG 6	4478.0339	100	3772.1888	**84.24**
ETG 7	3322.5241	100	2647.2821	**79.68**
ETG 8	1801.9535	100	1031.0758	**57.22**
S. Machine	50.1379	100	50.1379	**100**

Tableau V.1 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

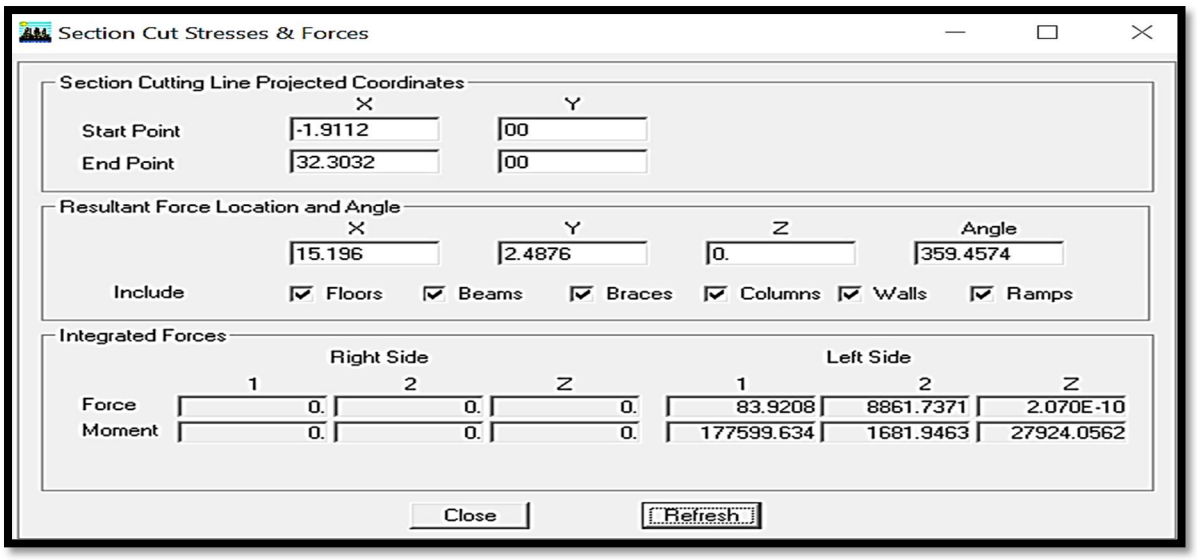
Remarque :

Les voiles au rez-de-chaussée reprennent **95,62 %** des efforts horizontaux,

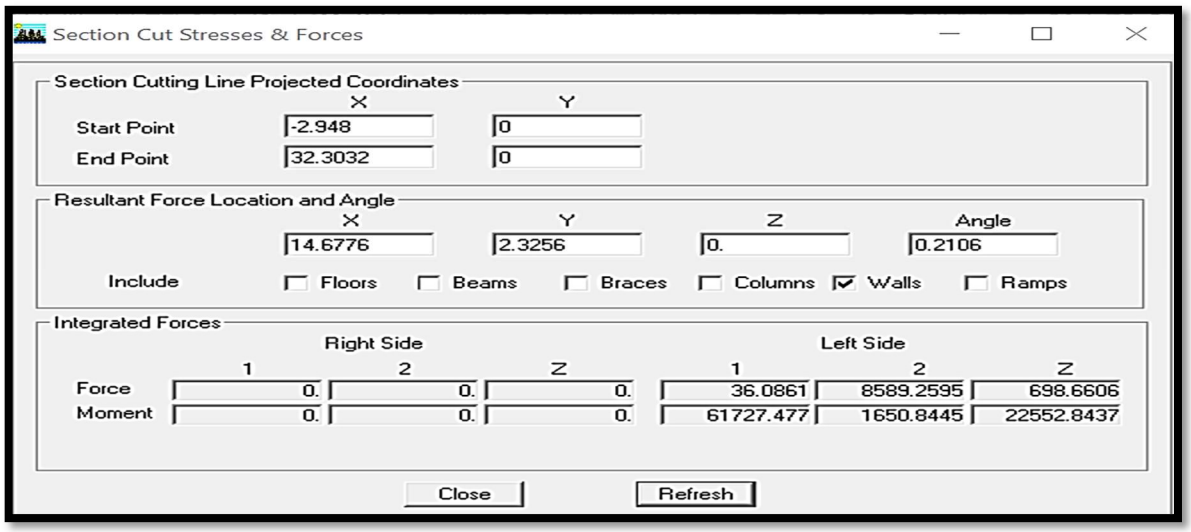
- **Selon le sens Y-Y :**

➢ **Display → Deformed shape → 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).



Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenez par les voiles uniquement.



Story Y-Y	FY totale	Pourcentage %	FY voiles	Pourcentage %
RDC	8861.7371	100	**8589.2595**	**96.92**
ETG 1	8627.478	100	**8162.1628**	**94.60**
ETG 2	8216.9734	100	**7603.0576**	**92.53**
ETG 3	7644.2238	100	**7084.3071**	**92.68**
ETG 4	6944.3372	100	**6300.9314**	**90.73**
ETG 5	6078.8202	100	**5357.5148**	**88.13**
ETG 6	5025.2762	100	**4452.2379**	**88.6**
ETG 7	3716.6592	100	**3168.093**	**85.24**
ETG 8	2014.6965	100	**1337.5271**	**66.39**
S. Machine	58.6369	100	**58.6369**	**100**

TableauV.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

Remarque :

Les voiles au rez-de-chaussée reprennent **96.92 %** des efforts horizontaux,

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **65%** des charges Verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 4.5[(b)] (système de contreventement constitué par des voiles)**

V.2. Nombre de modes à considérer :

Niveau	SumUX	SumUY
1	62.5709	0
2	62.5709	68.5475
3	69.3124	68.5475
4	88.3135	68.5475
5	88.3135	89.1869
6	89.779	89.1869
7	95.5814	89.1869
8	**95.5814**	**95.4974**
9	95.9114	95.4974
10	98.2185	95.4974
11	98.2185	98.0832
12	98.3084	98.0832

Tableau V.3 : Pourcentage de la masse participante.

Selon l'article **4.3.3 RPA 2024** les structures modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, il est impératif que le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans chacune des directions d'excitation soit déterminé de manière à ce que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit d'au moins 90 % de la masse totale de la structure.

Dans notre cas la somme des masses modales effectives des modes retenus a été effectué au **8[eme] mode**.

V.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon l'article **4.2.4 RPA 2024**, La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

- La valeur de la période fondamentale (T0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

- **Calcul de la période :**

$\mathbf{T_{empirique}} = C_T \, h_N^{3/4}$

Avec :

- **CT = 0.050 :** Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (table 4.3).
- **hN = 30.96 m** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $\mathbf{T_{empirique}} = 0.05 \cdot 30.96^{\frac{3}{4}} = 0.656\ s$
- **1.3 $T_{empirique}$ = 0.853 s**

Apres l'analyse de la structure avec logiciel ETABS on clique sur :

➢ **Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios → OK.**

Niveau	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	**0.747089**	**62.5709**	0	62.5709	0	6.687
2	0.678172	0	**68.5475**	62.5709	68.5475	0
3	0.632066	6.7415	0	69.3124	68.5475	**61.861**
4	0.163461	19.001	0	88.3135	68.5475	1.4242
5	0.142471	0	20.6394	88.3135	89.1869	0
6	0.13267	1.4656	0	89.779	89.1869	19.056
7	0.071957	5.8024	0	95.5814	89.1869	0.3435
8	0.061374	0	6.3105	**95.5814**	**95.4974**	0
9	0.056754	0.33	0	95.9114	95.4974	6.0679
10	0.044397	2.3071	0	98.2185	95.4974	0.1175
11	0.037236	0	2.5858	98.2185	98.0832	0
12	0.034205	0.0899	0	98.3084	98.0832	2.5584

Tableau V.4 : Résultats de la période donnée par ETABS.

La valeur la plus défavorable de la période est : **$T_{calculer}$ = 0.747 s**

$$\begin{cases} T_{calculer} < 1.3\ T_{empirique} & T_0 = T_{calculer} \\ T_{calculer} \geq 1.3\ T_{empirique} & T_0 = 1.3\ T_{empirique} \end{cases}$$

$T_{calculer} = 0.747s < 1.3\ T_{empirique} = 0.853s$ ⇒ **Condition vérifiée.**

Donc : $T_0 = Tcalculer \rightarrow T_0 = 0.747\ s$

V.4. Résultante des forces sismique de calcul :

Selon **article 4.3.6 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

V.5.1. 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 :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T) \times W$$

On a :

$T_2 = 0.6\ s \leq T = 0.747\ s \leq T_3 = 2.0\ s$

$Donc: \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S\left(2.5\frac{Qf}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)$

$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1 \times 1.3 \times (2.5 \times \frac{1.05}{4.5}) \times (\frac{0.6}{0.747})$

- **A= 0.25**
- **I : 1**
- **S : 1.3**
- **R=4.5**
- **Q_F :** facteur de qualité **Q= 1 +∑ Pq**

Critère q	Observé (oui/non)	Pq
1. régularité en plan.	Oui	0
2. régularité en élévation.	Oui	0
3. redondance en plan.	Non	0.05
		ΣPq = 0.05

Tableau V.5: Valeurs de pondération

Donc : Q = 1 + 0.05 ⇒ **Q = 1.05**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.152$$

V.3.2. W : Le poids total de la structure

On le détermine par le logiciel ETABS, est obtenu en utilisant la combinaison suivante :

$$v = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T).W$$

Suivant (l'article 4.2.3) de le RPA 2024

$$\lambda = \begin{cases} \mathbf{0.85} : \text{ si } T_0 \leq (2.T_2) \text{et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ \mathbf{1} \ , autrement \\ Dans\ notre\ cas\ (T_0 = 0.747 < 2.T_2 = 2.0{,}60 = 1.20)\ \ ET\ on\ a\ plus\ de\ 2\ niveaux \\ Donc : \boldsymbol{\lambda = 0.85} \end{cases}$$

On clique sur :

- **Display → Show Table → Select Cases/ Combos (poids = G+0.3 Q) → OK → Building output → story sheares → OK**

W = 70384.07 KN

La force sismique totale **V** est égale à :
V= 0.85 × 0.152 × 70384.07

V=9093.62 KN

On a: 0.8V = 0.8 × 9093.62 ⇒ **0.8 V = 7274,45 KN**

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 :

- Vx_{ETABS} = 7996.18 KN
- Vy_{ETABS} = 8862.13 KN

- **Vérification de la condition :**

Selon X-X :

Vx_{ETABS} = 7996.18 **KN > 0.8V = 7274,45 KN** ⇒ **Condition vérifiée.**

Selon Y-Y :

Vy_{ETABS} = 8862.13 **KN > 0.8V = 7274,45 KN** ⇒ **Condition vérifiée.**

V.5. 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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0.35$$

Avec :

- N_d **:** Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B **:** 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±0.3Ey** » et « **G + 0.3Q± Ey±0.3Ex** ») → **Frame output → Frame forces → Column forces→ OK.**

On prend la grande valeur de P en valeur absolue **Nd = 1542.53 KN** avec la section des poteaux **B = (40X40).**

$$\nu = \frac{1542.53 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.385 > 0.350 \quad \Rightarrow \quad \textbf{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Apres plusieurs essais d'augmentation des sections des poteaux les résultats sont résumés comme suit : Du **RDC** au **2eme** étage une section de **(50 X 50) cm².**

Du **3eme** au **5eme** étage une section de **(45 X 45) cm².**

Du **6eme** au **8eme** étage une section de **(40 X 40) cm².**

- **Pour les poteaux de (50 × 50) ⇒ Nd = 1928.17 KN**

$$\nu = \frac{1928.17 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.308 \quad \Rightarrow \nu = 0.308 < 0.350 \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (45 × 45) ⇒ Nd = 1261.49 KN**

$$\nu = \frac{1261.49 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.249 \quad \Rightarrow \quad \nu = 0.249 < 0.35 \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux de (40 × 40) ⇒ Nd = 619.54 KN**

$$\nu = \frac{619.54 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad \nu = 0.154 < 0.35 \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

V.6. 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 **(l'article 4.15)** de RPA 2024 **:**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K} = \frac{\mathbf{R}}{\boldsymbol{Q}} \times \boldsymbol{\delta_{ek}}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\delta_{ek}}$ = Déplacement du aux forces sismique Fi (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 :

$$\boldsymbol{\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}} \qquad \text{(Article 4.16)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Selon le sens X-X :**

Story	δek	R	δk	Δkx	1.5% Hn	Conclusion
S.Machine	0,0194	**4.5**	0.1494	**0.00945**	**0.036**	**Condition vérifiée**
ETG 8	0,0186	**4.5**	0.13995	**0.01755**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 7	0,0167	**4.5**	0.1224	**0.01935**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 6	0,0147	**4.5**	0.10305	**0.01935**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 5	0,0126	**4.5**	0.0837	**0.0189**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 4	0,0104	**4.5**	0.0648	**0.0163**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 3	0,0081	**4.5**	0.0468	**0.0162**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 2	0,0059	**4.5**	0.0306	**0.0135**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 1	0,0038	**4.5**	0.0171	**0.01035**	**0.0459**	**Condition vérifiée**
RDC	0,002	**4.5**	0.00675	**0.00675**	**0.0612**	**Condition vérifiée**

Tableau V.6 : Déplacement relatif dans le sens X-X

⇒On remarque que **les conditions sont vérifiées** dans le sens X-X.

- **Selon le sens Y-Y :**

Story	δek	R	δk	Δk	1.5% Hn	Conclusion
S. Machine	0.0328	**4.5**	0.1476	0.0114	**0.036**	**Condition vérifiée**
ETG 8	0.0296	**4.5**	0.1332	0.01845	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 7	0.0255	**4.5**	0.11475	0.01845	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 6	0.0214	**4.5**	0.0963	0.0189	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 5	0.0172	**4.5**	0.0774	0.01755	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 4	0.0133	**4.5**	0.05985	0.0171	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 3	0.0095	**4.5**	0.04275	0.01485	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 2	0.0062	**4.5**	0.0279	0.0126	**0.0459**	**Condition vérifiée**
ETG 1	0.0034	**4.5**	0.0153	0.00945	**0.0459**	**Condition vérifiée**
RDC	0.0013	**4.5**	0.00585	0.00585	**0.0612**	**Condition vérifiée**

Tableau V.7 : Déplacement relatif dans le sens Y-Y

⇒ On remarque que **les conditions sont vérifiées** dans le sens Y-Y.

V.7. Justification effet P-Δ :

Selon **article 5.9 de RPA 2024** les effets du 2eme ordre (effet P-Δ) peuvent être ignorés si le coefficient θ est inférieur ou égal à 0,10 à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \qquad (5.10)$$

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".
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : Hauteur de l'étage « k »

- **Selon le sens X-X :**

Story	**h_k**	v_k	Δ_k	P_k	$\Theta_{k \leq 0.10}$	Conclusion
S. Machine	**2.40**	50.15	0.00945	234.58	**0.099**	**Condition vérifiée**
ETG 8	**3.06**	1802.22	0.01755	7459.3	**0.023**	**Condition vérifiée**
ETG 7	**3.06**	3323.01	0.01935	15126.93	**0.028**	**Condition vérifiée**
ETG 6	**3.06**	4478.69	0.01935	22794.56	**0.032**	**Condition vérifiée**
ETG 5	**3.06**	5407.14	0.0189	30572.73	**0.034**	**Condition vérifiée**
ETG 4	**3.06**	6178.89	0.0163	38350.9	**0.033**	**Condition vérifiée**
ETG 3	**3.06**	6827.6	0.0162	46129.08	**0.035**	**Condition vérifiée**
ETG 2	**.3.06**	7355.04	0.0135	54030.79	**0.032**	**Condition vérifiée**
ETG 1	**3.06**	7754.84	0.01035	61932.51	**0.027**	**Condition vérifiée**
RDC	**4.08**	7996.18	0.00675	70384.07	**0.0015**	**Condition vérifiée**

Tableau V.8 : Déformations dans le sens Y-Y

⇒ On remarque que toutes les déformations sont vérifiées dans les étages.

- **Selon le sens Y-Y :**

Story	**h_k**	**v_k**	**Δ_k**	**P_k**	**$\Theta_{k \leq 0.10}$**	**Conclusion**
S. Machine	**2.40**	58.63	0.0114	234.58	**0.098**	**Condition vérifiée**
ETG 8	**3.06**	2014.73	0.01845	7459.3	**0.022**	**Condition vérifiée**
ETG 7	**3.06**	3716.72	0.01845	15126.93	**0.024**	**Condition vérifiée**
ETG 6	**3.06**	5025.36	0.0189	22794.56	**0.028**	**Condition vérifiée**
ETG 5	**3.06**	6078.92	0.01755	30572.73	**0.028**	**Condition vérifiée**
ETG 4	**3.06**	6944.45	0.0171	38350.9	**0.030**	**Condition vérifiée**
ETG 3	**3.06**	7655.34	0.01485	46129.08	**0.029**	**Condition vérifiée**
ETG 2	**.3.06**	8217.1	0.0126	54030.79	**0.027**	**Condition vérifiée**
ETG 1	**3.06**	8627.61	0.00945	61932.51	**0.022**	**Condition vérifiée**
RDC	**4.08**	8862.13	0.00585	70384.07	**0.011**	**Condition vérifiée**

Tableau V.9 : Déformations dans le sens Y-Y

⇒ On remarque que toutes les déformations sont vérifiées dans les étages.

Conclusion :

Après avoir ajusté les dimensions des éléments structuraux, notamment en augmentant les sections des poteaux, et validé toutes les exigences du RPA2024, les résultats indiquent que :

- Justification de système de contreventement R=4.5
- Nombre de mode à considérer
- Estimation de la période fondamentale de la structure est vérifiée.
- Sollicitations normales sont vérifiées..
- Effet de la torsion accidentelle est vérifié.
- Résultat des forces sismique (effort tranchant) est vérifié.
- Justification vis-à-vis des déformations est vérifiée
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta est vérifié.

Ainsi, toutes les vérifications nécessaires ont été complètes, permettant de passer à l'étape du ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

VI.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux, éléments linéaires verticaux soumis à des efforts normaux, tranchants et moments fléchissant, sont calculés à l'état limite ultime en flexion composée. Le dimensionnement prend en compte les sollicitations les plus défavorables, incluant les efforts normaux et moments, qu'ils soient maximaux ou minimaux.

- **Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

❖ **Selon le RPA 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :**

- G + 0.3Q± Ex±0.3Ey
- G + 0.3Q± Ey±0.3Ex

❖ **Selon le BAEL 99 :**

- ELU : 1.35G +1.5Q

Situation	γ_b	γ_s	**θ**	F_{c28}	f_{bu}	f_e	σ_s
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	435
Accidentelle	1.2	1	0.85	25	21.74	500	500

Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

- **Les exigences du RPA 2024 pour le ferraillage des poteaux (Article 7.4.2)**

❖ **Armatures longitudinales (Article 7.4.2.)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal en zone V est limité à **1 %.**

- Le pourcentage maximal sera de :

  - **4%** en zone courante
  - **8%** en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de **12mm**.

- Le diamètre minimum de recouvrement est de **60Φ en zone V.**

- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser **St = 15cm.**

	A_{min}= 1% b² [cm²]	**Ac_{max}= 4% b² [cm²]**	**Ar_{max}= 8% b² [cm²]**
Pot (50×50)	25.00	100.00	200.00
Pot (45×45)	20.25	81.00	121.50
Pot (40×40)	16.00	64.00	96.00

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.

A. Présentation de logiciel SOCOTEC :

SOCOTEC est un logiciel basé sur les principes de calcul du BAEL (Règles de Calcul des Structures en Béton Armé). Cependant, il est essentiel pour l'utilisateur de respecter certains paramètres afin d'assurer la précision des résultats.

Les conventions de signes pour les efforts normaux diffèrent entre les logiciels «ETABS» et «SOCOTEC» : dans «ETABS», les signes positifs indiquent des tractions et les signes négatifs des compressions, tandis que dans «SOCOTEC», les signes positifs correspondent à des compressions et les signes négatifs à des tractions.

B. Armatures longitudinales

Section [cm²]	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	As (cm²)	Amin (cm²)	Ferraillage	A_s adopté (cm²)
(50×50)	ELU	N_{max} = -1163.41	M_{3corr} =6.174	00.00	25.00	4 HA20 +8 HA16	28.64
	G+0.3Q±EX±0.3EY	N_{min} = -533.5	M_{2corr} = 63.518	00.00			
	G+0.3Q±EY±0.3EX	N_{corr} = -1444.54	M_{3max} = 120.303	00.00			
(45×45)	ELU	N_{max} = -1796.19	M_{3corr} =3.584	00.00	20.25	12 HA16	24.12
	G+0.3Q±EX±0.3EY	N_{min} = -279.12	M_{2corr} = 80.834	1.16			
	G+0.3Q±EY±0.3EX	N_{corr} = -786.68	M_{3max} = 144.678	0.10			
(40×40)	ELU	N_{max} = -881.59	M_{3corr} = 5.378	00.00	16.00	12 HA14	18.46
	G+0.3Q±EX±0.3EY	N_{min} =70.40	M_{2corr} = 105.513	6.7			
	G+0.3Q±EY±0.3EX	N_{corr} =-65.27	M_{2max} = 154.713	8.45			

Tableau VI.3 : Ferraillage des poteaux

Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement pour la zone **V** est de **L=60Ø**

Poteaux 50×50 : L ≥ 60 × 2 = 120 ⇒ **L= 120 cm**
Poteaux 45×45 : L ≥ 60 × 1.6 = 96 ⇒ **L = 100 cm**
Poteaux 40×40 : L ≥ 60 × 1.4 = 84 ⇒ **L= 100 cm**

C. Armatures transversales : (RPA 2024 Art.7.3)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- **fe** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5.$

- Si $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75.$

- **t** : l'espacement des armatures transversales.

D. Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \left\{\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right\}$$

Avec :

- **a, b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.
- L_f : longueur du flambement d poteau $l_f = 0.7\, l_0$
- l_0: longeur libre du poteau

- **Poteaux (50×50) :**

❖ **Poteau de RDC :** L_0 = 388 cm

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 388}{50} = 5.43 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

❖ **Poteau de 1er étage :** L_0 = 286 cm

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 286}{50} = 4.004 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

- **Poteaux (45×45) :** L_0 = 286 cm

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 286}{45} = 4.44 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

- **Poteaux (40×40) :** $L_0 = 286$ cm

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 286}{40} = 5.005 \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{\lambda_g > 5} \quad \boldsymbol{\rho_a = 2.5}$$

E. Espacement des armatures transversales

- **Poteaux (50×50) :**

❖ **Zone nodale**:

$$t' \leq \min(b_0/3\ ;\ 6\ \emptyset_l\ ;\ 10\ \text{cm}) = \min(\ 14.66\ ;\ 12\ ;\ 10) \quad \Rightarrow \quad t' < 10\ cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t = 10\ cm}$$

❖ **Zone courante**:

$$t' \leq \min(b_c/2\ ;\ 10\emptyset_l\ ;\ h_c/2\ \text{cm}) = \min(\ 25; 20\ ;\ 25) \quad \Rightarrow \quad t' < 20\ cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t = 15\ cm}$$

- **Poteaux (45×45) :**

❖ **Zone nodale**:

$$t' \leq \min(b_0/3\ ;\ 6\ \emptyset_l\ ;\ 10\ \text{cm}) = \min(\ 13\ ;\ 9.6\ ;\ 10) \quad \Rightarrow \quad t' < 10\ cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t = 10\ cm}$$

❖ **Zone courante**:

$$t' \leq \min(b_c/\ ;\ 10\emptyset_l\ ;\ h_c/2\ \text{cm}) = \min(\ 22.5\ ;\ 16\ ;\ 22.5) \quad \Rightarrow \quad t' < 16\ cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t = 15\ cm}$$

- **Poteaux (40×40) :**

❖ **Zone nodale**:

$$t' \leq \min(b_0/3\ ;\ 6\ \emptyset_l\ ;\ 10\ \text{cm}) = \min(\ 11.33\ ;\ 8.4\ ;\ 10) \quad \Rightarrow \quad t' < 10\ cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t = 10\ cm}$$

❖ **Zone courante**:

$$t' \leq \min(b_c/\ ;\ 10\emptyset_l\ ;\ h_c/2\ \text{cm}) = \min(\ 20\ ;\ 14\ ;\ 20) \quad \Rightarrow \quad t' < 16\ cm \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t = 15\ cm}$$

F. La quantité d'armature transversale minimale :

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{t \times b_c}}$$

-Si $\boldsymbol{\lambda_g \geq 5}$ $\Rightarrow$ $\boldsymbol{A_t^{min} = 0.3\%\ t \times b_1}$

-Si $\boldsymbol{\lambda_g \leq 3}$ $\Rightarrow$ $\boldsymbol{A_t^{min} = 0.8\%t \times b_1}$

-Si $\mathbf{3 < \lambda_g < 5}$ $\Rightarrow$ **interpoler entre les deux valeurs limites précédentes λ_g est l'élancement géométrique de poteau.**

- **Poteaux (50×50)**
  - ❖ **Poteau de RDC :** $\lambda_g = 5.43 \geq 5$

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

- **Zone nodale :**

$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 50 =$ **1.50 cm²**

- **Zone courante** :

$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 50 =$ **1.5 cm²**

❖ **Poteau de 1er et 2eme étage 3** $< \lambda_g = 4.004 < 5 \rightarrow$ par interpolation :

$$A_t^{min} = \frac{(0.008 + 0.003) \times t \times b_1}{2}$$

- **Zone nodale :**

$$A_t^{min} = \frac{(0.008 \quad .003) \times 10 \times 50}{2} = \textbf{2.75 cm²}$$

- **Zone courante** :

$$A_t^{min} = \frac{(0.008+0.003) \times 10 \times 50}{2} = \textbf{2.75 cm²}$$

- **Poteaux (45×45) :** $3 < \lambda_g = 4.8 < 5 \rightarrow$ par interpolation :

$$A_t^{min} = \frac{(0.008 + 0.003) \times t \times b_1}{2}$$

❖ **Zone nodale :**

$$A_t^{min} = \frac{(0.008+0.003) \times 10 \times 45}{2} = \textbf{2.475 cm²}$$

❖ **Zone courante** :

$$A_t^{min} = \frac{(0.008+0.003) \times 10 \times 45}{2} = \textbf{2.475 cm²}$$

- **Poteaux (40×40) :** $\lambda_g = 5.4 \geq 5$

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

❖ **Zone nodale :**

$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 =$ **1.20 cm²**

❖ **Zone courante** :

$A_t^{min} = 0.003 \times 20 \times 40 =$ **2.40 cm²**

G. Détermination des armatures transversales

Section [cm²]		ρ_a	V_u [KN]	t [cm]	h_1 [cm]	Fe [MPa]	A_{tcal} [cm²]	A_{tmin} [cm²]	Ferraillage	A_{tadop} [cm²]
50×50	RDC	2.50	24.69	t_n = 10	50	500	0.24	1.50	6 HA 8	3.01
								1.50		
	1ER	3.75		t_c = 10			0.55	2.75		
								2.75		
45×45		3.75	24.47	t_n = 10	45		0.41	2.474	6 HA 8	3.01
				t_c =15			0.61	2.474		
40×40		2.50	12.46	t_n = 10	40		0.15	1.20	6 HA 8	3.01
				t_c =15			0.23	2.40		

Tableaux VI.4 : Détermination des armatures transversales des poteaux.

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone critique pour le cas des poteaux est délimitée dans la figure 7.4.2 du RPA 2024 comme suit :

L_{cr}= Max (1.5h_c ; l_{cl}/6; 60 cm)

Avec :

h_c (cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau

l_{cl} (cm): la longueur libre du poteau

Si $l_c/h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

D'où :

❖ **Poteaux 50×50 :**

Poteau de RDC : L = 373cm

L_{cr}= Max (75 ; 62.17 ; 60 cm) **L_{cr}= 75**

Poteau de 1er étage : L = 271 cm

L_{cr}= Max (75; 45.17; 60 cm) **L_{cr}=75**

❖ **Poteaux 45×45:**
L_{cr}= Max (67.5 ; 45.17 ; 60 cm) **L_{cr}= 67.5**

❖ **Poteaux 40×40:**
L_{cr}= Max (60cm ; 45.17 ; 60 cm) **L_{cr}= 67.5**

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 :

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

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$: **excentricité à l'ELS**

Section [cm²]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e_s [cm]	Amin [cm²]	A_s adopté (cm²)	$A_{s,\text{adopté}} \geq A_{min}$
(50×50)	N_{max} =-2014.97	M_{2corr} =0.476	0.0236	5.592	28.64	C.V
	N_{min} =-852.53	M_{2corr} = 4.53	0.531	5.798		
	N_{corr} =-1007.35	M_{2max} =43.379	4.306	8.829		
(45×45)	N_{max} =-1315.21	M_{3corr} =2.62	0.2	4.563	24.12	C.V
	N_{min} =-471.08	M_{3corr} =6.72	1.426	5.089		
	N_{corr} =-527.86	M_{2max} =41.895	7.93	4.556		
(40×40)	N_{max} =-645.9	M_{3corr} = 3.932	0.608	3.72	18.46	C.V
	N_{min} = −105.22	M_{3corr} =11.275	10.71	-2.27		
	N_{corr} =-123.2	M_{2max} = 48.379	39.26	0.99		

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 modifie 99)

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\overline{\tau u} \leq \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \{3{,}33; 5MPa\}$

Article 7.6 du RPA 2024

$$\mathbf{\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}}$$

Avec :

- Si $\lambda_g > 5$ ⇒ $\rho_d = 0.075$
- Si $\lambda_g < 5$ ⇒ $\rho_d = 0.04$

Section [cm²]		$V_{max,ELU}$ [KN]	τ_{bu} [MPa]	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
(50×50)	RDC	24.69	1.05	0.075	1.875	C.V
	1 et 2 ETG	24.69	1	0.04	1	C.V
(45×45)		24.47	1.3	0.04	1	C.V
(40×40)		12.46	0.84	0.075	1.875	C.V

Tableau VI.6 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes.

VI.1.3. 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:

$$\sigma bc \leq \overline{\sigma bc} = 0.6 fc28 = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

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 (50 × 50) [cm²] → A adoptée = 2 HA 20 +2HA16 = 10.4 cm²/face

Poteau (45 × 45) [cm²] → A adoptée = 4 HA16 = 8.04 cm²/face

Poteau (40 × 40) [cm²] → A adoptée = 4 HA14 = 6.14 cm²/face

Section [cm²]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	A_s adopté (cm^2)	$\sigma_{bc,\ sup}$	$\sigma_{bc,\ inf}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
(50×50)	N_{max} =-2014.97	M_{2corr} =0.476	10.4	7.26	7.22	C.V
	N_{min} =-852.53	M_{2corr} = 4.53		3.24	2.89	
	N_{corr} =-1007.35	M_{2max} =43.379		5.27	1.97	
(45×45)	N_{max} =-1315.21	M_{3corr} =2.62	8.04	5.76	5.5	C.V
	N_{min} =-471.08	M_{3corr} =6.72		2.35	1.69	
	N_{corr} =-527.86	M_{2max} =41.895		4.31	0.21	
(40×40)	N_{max} =-645.9	M_{3corr} = 3.932	6.15	3.92	3.33	C.V
	N_{min} = −105.22	M_{3corr} =11.275		1.48	0	
	N_{corr} =-123.2	M_{2max} = 48.379		6.03	0	

Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

VI.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres subissent flexion et effort tranchant, déterminant les armatures longitudinales et transversales. Le ferraillage suit les normes **RPA2024**, en tenant compte des sollicitations maximales et en considérant la fissuration comme non préjudiciable.

- **Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

❖ **Selon le RPA version 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :**

- G + 0.3Q± Ex±0.3Ey
- G + 0.3Q± Ey±0.3Ex
-

❖ **Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**

- ELU : 1.35G +1.5Q
- ELS : G + Q

Situation	γ_b	γ_s	**θ**	F_{c28}	f_{bu}	f_e	σ_s
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	435
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 2024 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2)**

❖ **Armatures longitudinales (Article 7.5.2)**

Selon cet article Le ferraillage des poutres doit respecter **un pourcentage minimum d'aciers longitudinaux de 0,5 % de la section totale** de la poutre. Le pourcentage maximum est fixé à **6 % en zone de recouvrement** et à **4 % en zone courante**.

Les poutres soumises à de faibles charges verticales et des forces sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée égale à au moins la moitié de celle en appui.

La longueur minimale de recouvrement est de **60Φ en zone V**.

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures, dans les poteaux de rive et d'angle doit se faire avec des crochets à 90°.

L'espacement entre deux cadres ne doit pas excéder 10 cm, et il faut un minimum de trois cadres par nœud.

Section	A_{min}= 0.5% b h [cm²]	Ac_{max}= 4% b h [cm²]	Ar_{max}= 6% b h [cm²]
PP (25×35)	4.375	35	52.5
PS (25×35)	4.375	35	52.5

Tableau VI.9 : La section minimal et maximal d'armature.

❖ **Armatures transversales (Article 7.5.2)**

La quantité minimale d'armatures transversales est calculée avec la formule :

$$\mathbf{At = 0.003 \times s \times b = 0.003.}$$

L'espacement maximal est limité à **s= min (h/4 ; 24ϕ_t ;17.5cm ; 6ϕ_l) en zone critique** et

s`≤ h/2 en dehors de la zone**, avec le diamètre $\phi_l$ correspond au diamètre minimum des barres longitudinales comprimées. **s`= min (h/4 ; 12ϕ_l)

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.
- **PP.bv :** Poutres principales reliées aux bout de 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_{soc} (cm²)	Choix de ferraillage	A_{adop} (cm²)
P.P	ELU	Mi-Travée	55.063	4.41	**3HA16 (fil)**	6.02
	G +0.3Q± Ey±0.3Ex	Appuis (sup)	-147.06	11.36	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)	12.06
		Appuis (inf)	55.091	3.71	**3HA16 (fil)**	6.02
P.Pv	ELU	Mi-Travée	86.409	7.41	**3HA16 (fil) + 3HA12 (chap)**	9.35
	G +0.3Q± Ey±0.3Ex	Appuis (sup)	-80.56	5.61	3HA16 (fil)	6.02
		Appuis (inf)	59.686	4.05	3HA16 (fil)	6.02
P.P bv	ELU	Mi-Travée	36.526	2.83	**3HA16 (fil)**	6.02
	G +0.3Q± Ey±0.3Ex	Appuis (sup)	-153.031	11.96	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)	12.06
		Appuis (inf)	119.978	8.84	**3HA16 (fil) + 3HA12 (chap)**	9.35

Tableau VI.10 : Ferraillage des poutres principal.

- **Poutre secondaire :**

	Combinaison	Localisation	Moments (KN .m)	A_{soc} (cm²)	Choix de ferraillage	A_{adop} (cm²)
P.S	ELU	Mi-Travée	52.356	4.17	**3HA14 (fil)**	4.62
	G +0.3Q± Ex±0.3Ey	Appuis (sup)	-118.968	8.75	3HA14 (fil) +3HA14 (chap)	9.23
		Appuis (inf)	108.73	7.88	**3HA14 (fil) +3HA12 (chap)**	7.94
P.Sv	ELU	Mi-Travée	1.938	0.14	**3HA14 (fil)**	4.62
	G +0.3Q± Ex±0.3Ey	Appuis (sup)	-4.873	0.31	3HA14 (fil)	4.62
		Appuis (inf)	1.64	0.1	3HA14 (fil)	4.62

TableauVI.11 : Ferraillage des poutres secondaire.

B. Armatures transversales

- **Poutres principales**

Espacement maximum des armatures transversales

❖ **Zone nodale :**

$S_{tmax} \leq$ **min (h/4 ; 24ϕ_t ;17.5cm ; 6ϕ_l)** = min (35/4 ; 24x2 ; 17.5 ; 6 x1.2) ⇒ **St= 7 cm**.

❖ **Zone courante :**

St ≤ h/2 = 35/2= 17.5 ⇒ St= 15 cm.

D'où :

- **Zone nodale** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003x7x25$ ⇒ **A_t = 0.525 cm².**
- **Zone courante** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003x15x25$ ⇒ **A_t = 1.125 cm².**

Soit : **A_t = 4HA8 (étrier + cadre de φ8) = 2.01 cm².**

- **Poutres secondaires :**

Espacement maximum entre les armatures transversales

❖ **Zone nodale :**

$St_{Max} \leq$ min (h/4 ; 24ϕ_t ;17.5cm ; 6ϕ_l) = min (35/4 ; 24x1.4 ; 17.5 ; 6 x1.2) ⇒ **St= 7 cm**.

❖ **Zone courante :**

$S_t \leq$ h/2 = 35/2= 17.5 cm ⇒ **St= 15 cm**.

D'où :

- **Zone nodale :** $A_t = 0.003.s.b = 0.003x7x25$ ⇒ **A_t = 0.525 cm².**
- **Zone courante :** $A_t = 0.003.s.b = 0.003x15x25$ ⇒ **A_t = 1.125 cm².**

Soit : **A_t = 4HA8 (étrier + cadre de φ8) = 2.01 cm².**

VI.2.2. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour les poutres est définie dans la figure 7.6 du RPA 2024 (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'= 1.5x35 ⇒ **l' = 52.5cm.**
- Poutres secondaires : l'= 1.5x35 ⇒ **l' = 52.5 cm.**

VI.2.3. Vérification à L'ELU :

A. Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifie 99)

$$\mathbf{A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}}$$

- **Poutres principales :**

$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{500} = 0.77\ cm^2$ ⇒ **$A_{adop} > A_{min}$** ⇒ **Condition vérifiée.**

- **Poutres secondaires :**

$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{500} = 0.77\ cm^2$ ⇒ **$A_{adop} > A_{min}$** ⇒ **Condition vérifiée.**

B. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifie 99)

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc : $\overline{\tau u} \leq \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \{3{,}33; 5MPa\}$

- **Poutres principales (P.P , P.Pv)** :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}} \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{178.09 \times 10^3}{25 \times 32 \times 10^2} \Rightarrow \quad \boldsymbol{\tau_u = 2.23\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = 2.23\ MPA < \overline{\tau u} = 3.33MPA \Rightarrow Condition\ vérifier}$$

- **Poutres secondaires (P.S , PSv)** :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}} \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{100.87 \times 10^3}{25 \times 32 \times 10^2} \Rightarrow \quad \boldsymbol{\tau_u = 1.26\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = 1.26\ MPA < \overline{\tau u} = 3.33MPA \Rightarrow Condition\ vérifier}$$

C. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Sur l'acier : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifie 99)**

$$\boldsymbol{A_{adopté} \geq A_S = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}}$$

❖ **Poutres principales (P.P , P.Pv)** :

$$A_S = \frac{1.15 \times 178.09 \times 10^3}{500 \times 10^2} \Rightarrow \boldsymbol{A_S = 4.095cm^2 < 6.03\ cm^2} \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifier}$$

❖ **Poutres secondaires (P.S , PSv)** :

$$A_S = \frac{1.15 \times 100.87 \times 10^3}{500 \times 10^2} \Rightarrow \boldsymbol{A_S = 2.32\ cm^2 < 4.62\ cm^2} \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifier}$$

- **Sur le béton : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifie 99)**

$$\boldsymbol{\frac{2V_u}{b.a} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u\,max} \leq \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b}.a.b}$$

❖ **Poutres principales (P.P , P.Pv)** :

$$V_{u\,max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 28.8 \times 25 \times 10^{-1} = \boldsymbol{480}$$

$$\boldsymbol{V_{u\,max} = 178.05KN < 480\ KN \Rightarrow Condition\ vérifier}$$

❖ **Poutres secondaires (P.S , PSv)** :

$$V_{u\,max} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 28.8 \times 25 \times 10^{-1} = \mathbf{480}$$

$$\mathbf{V_{u\,max} = 100.87\ KN < 480\ KN} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifier}$$

⇒ pas de risque de cisailement aux appuis.

Avec :

- $\mathbf{V_{u\,max}}$: Effort tranchant maximum
- $\mathbf{a} = 0.9d$ La hauteur d'appuis à considérer.

D. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifie 99)

$$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28} = 3.15\ MPA}$$

Avec :

- Ψs : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum \mathbf{ui} = \mathbf{n} \times \boldsymbol{\pi} \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum \boldsymbol{ui}$: Somme des périmètres utiles des barres

- **Poutres principales**

❖ **Poutres principales (P.P) :**

$\sum$ ui $= 3 \times 3.14 \times 16 + 3 \times 3.14 \times 16 \Rightarrow \sum \mathbf{ui = 301.44\ mm.}$

Donc :

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9 \times d \times \sum ui} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{178.05 \times 10^3}{0{,}9 \times 320 \times 301.44} \Rightarrow \mathbf{\tau_{se} = 2.05\ MPA.}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.05 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow condition\ vérifier}$$

❖ **Poutres principales (P.Pv)** :

$\sum$ ui $= 3 \times 3.14 \times 16 + 3 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \sum \mathbf{ui = 263.76\ mm.}$

Donc :

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9 \times d \times \sum ui} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{178.05 \times 10^3}{0{,}9 \times 320 \times 263.76} \Rightarrow \mathbf{\tau_{se} = 2.34\ MPA.}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.34 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow condition\ vérifier}$$

❖ **Poutres principales (P.P bv) :**

$\sum$ ui $= 3 \times 3.14 \times 20 + 3 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum \mathbf{ui = 376.8\ mm.}$

Donc :

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9 \times d \times \sum ui} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{178.05 \times 10^3}{0{,}9 \times 320 \times 376.8} \Rightarrow \mathbf{\tau_{se} = 1.64\ MPA.}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 1.64 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow condition\ vérifier}$$

- **Poutres secondaires :**

❖ **Poutres secondaires (P.S) :**

$.\sum ui = 3 \times 3.14 \times 14 + 3 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \sum \mathbf{ui = 263.76\ mm.}$

Donc :

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \sum ui} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{100.87 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 263.76} \Rightarrow \mathbf{\tau_{se} = 1.33MPA.}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 1.33 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}}$$

❖ **Poutres secondaires (P.Sv) :**

$.\sum ui = 3 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \sum \mathbf{ui = 131.88mm.}$

Donc :

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \sum ui} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{100.87 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 131.88} \Rightarrow \mathbf{\tau_{se} = 2.65\ MPA.}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.65 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}}$$

⟹ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

E. L'ancrage des barres : (BAEL 91modifie 99/Art A.6.1, 221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE500 et pour fc_{28}= 25 MPa, la longueur de scellement droite égale à $\mathbf{l_s = \frac{\varphi . fe}{4\,\tau_{su}}}$

Avec : $\boldsymbol{\tau su = 0.6 \Psi s^2 ft28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa $\mathbf{l_s = \frac{\varphi . fe}{4\,\tau_{su}}}$

D'où :

- Pour les HA 12 : ls= $\frac{1.2 \times 500}{4 \times 2.835}$ = 52.80 cm.
- Pour les HA 14 : ls= $\frac{1.4 \times 500}{4 \times 2.835}$ = 61.60 cm.
- Pour les HA 16 : ls= $\frac{1.6 \times 500}{4 \times 2.835}$ =70.40 cm.
- Pour les HA 20 : ls= $\frac{2 \times 500}{4 \times 2.835}$ = 88.20 cm.

RPA 2024 / Art. 7.5.2.1

La longueur minimale de recouvrement est de **60 φ en zone V** .

- Pour les HA 12 : Lr = 60 × 1.2 = 72 ⇒ Lr = 75 cm.
- Pour les HA 14 : Lr = 60 × 1.4 = 84 ⇒ Lr = 85 cm.
- Pour les HA 16 : Lr = 60 × 1.6 = 96 ⇒ Lr = 100 cm.
- Pour les HA 20 : Lr = 60 × 2.0 = 120 ⇒ Lr = 120cm.

VI.2.4. 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 précèdent on a :

$$\sigma_{b_c} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\ MPa$$

$$\sigma_{b_c} = \frac{\sigma_{st}}{K} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A.\beta.d} \qquad \rho = \frac{100A}{b.d}$$

- La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15$ **MPa.**

- La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_{st}} = 435$ **MPa.**

Note : Pour la vérification la contrainte calculée doit être inferieur ou égale à la contrainte admissible.

- **Poutres principales (P.P , P.Pv)** :

	Localisation	Moments (KN .m)	A_{adop} (cm²)	ρ	β	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma_{st}}$ [MPa]	K	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	
P.P	Mi-Travée	40.411	6.02	0.752	0.875	**239.2**	**435**	25.00	7.68	**15**	C.V
	Appuis	-88.888	12.06	1.507	0.839	**266.3**	**435**	16.06	11.4	**15**	C.V
P.Pv	Mi-Travée	63.407	9.35	1.168	0.833	**98.5**	**435**	14.94	9.42	**15**	C.V
	Appuis	-71.538	6.02	0.752	0.875	**423.5**	**435**	25.00	11.4	**15**	C.V
P.P bv	Mi-Travée	26.747	6.02	0.752	0.875	**158.3**	**435**	25.00	5.09	**15**	C.V
	Appuis	-70.945	12.06	1.507	0.839	**212.5**	**435**	16.06	9.06	**15**	C.V

Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes

- **Poutres secondaires (P.S , PSv)** :

	Localisation	**Moments (KN .m)**	**A_{adop} (cm^2)**	P	β	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma_{st}}$ [MPa]	K	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	
P.S	Mi-Travée	38.495	4.62	0.577	0.887	294.9	**435**	29.25	8.42	**15**	C.V
	Appuis	-46.477	9.23	1.153	0.838	181.1	**435**	15.86	6.96	**15**	C.V
P.Sv	Mi-Travée	1.134	4.62	0.577	0.887	8.69	**435**	29.25	0.31	**15**	C.V
	Appuis	-3.134	4.62	0.577	0.887	6.48	**435**	29.25	0.69	**15**	C.V

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes

VI.3. Ferraillage des voiles de contreventements :

Introduction :

Une structure en voile est constituée de murs porteurs reliés par des planchers, permettant de reprendre les charges verticales et horizontales. Ces murs assurent à la fois le transfert des charges verticales (poids de la structure) et la stabilité contre les charges horizontales (séisme).

Le calcul de cette structure se divise en trois étapes :

- La répartition des sollicitations globales entre les différents refends.
- L'analyse des sollicitations dans chaque section de voiles.
- La détermination du ferraillage 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 2024 (Combinaisons d'actions sismiques):**
- G + 0.3Q± Ex±0.3Ey
- G + 0.3Q± Ey±0.3Ex
- **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 avec le moment correspondant.
- L'effort normal minimal avec le moment correspondant.
- Le moment fléchissant maximal avec le moment correspondant.

Dans le but de faciliter le calcul on décompose le bâtiment en 3 zones :

- Zone I : RDC.
- Zone II : 1^{er} étage, 2^{eme} étage.
- Zone III : 3^{eme} étage, 4^{eme} étage, 5^{eme} étage.
- Zone IV : 6^{eme} étage, 7^{eme} étage, 8^{eme} étage.

VI.3.1. Les exigences du RPA 2003 pour le ferraillage des voiles :

A. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

L'effort de traction sur une partie tendue du voile doit être entièrement pris en charge par les armatures, avec un minimum de **0,20 % d'armatures** verticales. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux espacés au plus de l'épaisseur du voile. Les barres du dernier niveau doivent avoir des crochets en partie supérieure, tandis que

les autres sont assemblées par recouvrement. Aux extrémités du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10 de la largeur** du voile, sans dépasser **15 cm**.

B. 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**).

C. Règles communes (Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures dans les trumeaux est de **0,15 % globalement** et **0,10 % en zone courante.**

- L'**espacement** des barres horizontales et verticales doit être **inférieur** à la plus petite valeur entre 1,5 fois l'épaisseur du voile (**1,5a)** et **30 cm**.

- Les nappes d'armatures doivent être connectées par au moins **4 épingles** par mètre carré.

- Les barres horizontales dans chaque nappe doivent être orientées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile (**φ < e/10**).

D. 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.3.2. Méthode de calcul des armatures :

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

A. Détermination du diagramme des contraintes

Les contraintes maximales et minimales sont obtenues à partir des sollicitations les plus défavorables. Elles peuvent être extraites directement du logiciel « ETABS » (S22 en [KN/m²]) ou calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \text{ , } \sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

- **M** : Moment dans le voile
- **N** : Effort normal dans le voile
- **V′** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée
- **V** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue (avec V=V′=L/2B=
- **B = L - e** : Section du voile
- **I** : Moment d'inertie du voile

Ces formules permettent de calculer les contraintes nécessaires pour dimensionner les armatures verticales du voile.

B. Décomposer le diagramme obtenu une largeur utile (d) : (Art. 7.7.4 du RPA 2003).

$\mathbf{d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{lc}{3}\right)}$

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**

C. 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).**

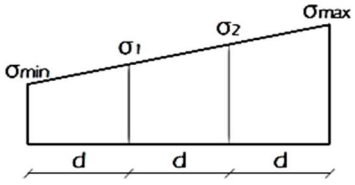
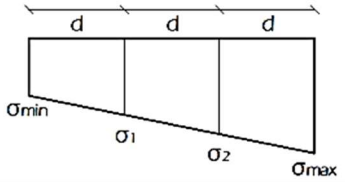
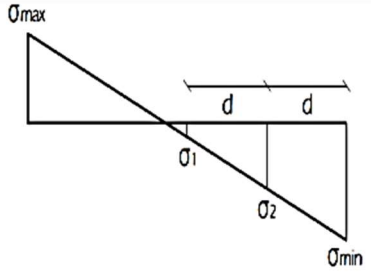
Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N1	L'effort normal N2
SET $\sigma_{max}, \sigma_{min} > 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
SEC $\sigma_{max}, \sigma_{min} < 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
SPT $\sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0$ **SPC** $\sigma_{max} < 0, \sigma_{min} > 0$		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$ $N1 = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$ $N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$

Tableau VI.14 : Calcul des efforts normaux

Avec :

- **d1** et **d2** : Largeurs des sections à utiliser.
- **e** : Épaisseur du voile.
- σ_{max} : Contrainte maximale dans la section.
- σ_{min} : Contrainte minimale dans la section.
- σ_1, σ_2 : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

D. Calcul des sections d'armature

- **Armatures verticales :**

-Section entièrement tendue : $\mathbf{A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}}$

-Section entièrement comprimé : $\mathbf{A_{vi} = \frac{N_{ui} - f_{t28}}{\sigma_s}}$

-Section partiellement tendue ou partiellement comprimée : $\mathbf{A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}}$

- **Armatures horizontales :**

-Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91 : $\mathbf{A_H = 1/4\ A_{adoptée}}$.

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $\mathbf{A_{H\text{-}min} = 0.15\%.L.e}$

Donc :

$\mathbf{A_{H\text{-}calculée} = max\ (A_{H\text{-}BAEL}\ ;\ A_{H\text{-}min\text{-}RPA})}$

- **Armatures transversales :**

Selon Art. 7.7.4.3 du RPA 99 les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

D'où :

$A_{tr\ adoptée}$= 4 épingles de HA8/m².

- **Sections minimales des armatures verticales**

❖ **Section entièrement comprimée**

-Selon l'article A.8.1, 21 du BAEL 91 : $\mathbf{A_{min} \geq 4\ cm^2/ml}$, ou : $\mathbf{0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%}$

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $\mathbf{A_{min} \geq 0.15\%B.}$

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) : $\mathbf{A_{min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}}$

-Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 : $\mathbf{A\ min \geq 0.2\%B.}$

D'où :

$\mathbf{A_{min} = max\ (A_{min\text{-}RPA}\ ;\ A_{min\text{-}BAEL})}$

VI.3.3. Vérifications des contraintes à l'ELU :

A. Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_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 (Vu = S12 × L × e).

- **Selon l'art A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ \text{MPa}\right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}}$$

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 2003**

$$\boldsymbol{\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\ \text{MPa}}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\bar{V} = 1.4 \times V_u}$
- $\boldsymbol{b_0}$: épaisseur du voile
- **d = 0.9h** : hauteur utile.

VI.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

A. Calcul de ferraillage et vérifications :

On prend les valeurs les plus défavorables **:**

❖ **Calcul des voiles (RDC) $V_1 V_{11} V_2 V_{22} V_3$ et V_{33}** (L=4.30 m) :

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]	4.05	4.05	4.08	4.10
	e [m]	0.25	0.25	0.25	0.25
	B [m²]	1.013	1.013	1.019	1.025
	H [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]	107.810	229.770	243.900	323.440
	N_{ser} [KN]	981.38	853.93	665.70	330.09
	Vu [KN]	150.934	321.678	341.460	452.816
	σmax [KN/m²]	13610	10838	7083	3079
	σmin [KN/m²]	-17661	-14407	-9809	-3886
	Section	SPT	SPT	SPT	SPT
	σs (kN/m²)	500	500	500	500
	Lc [m]	1.76	1.74	1.71	1.81
	Lt [m]	2.29	2.31	2.37	2.29
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	1.18	1.16	1.14	1.21
	$d1 = d_{adopté\ [m]}$	1.14	1.16	1.14	1.14
	$d2 = L_t - d_{adopté\ [m]}$	1.14	1.16	1.23	1.14
	σ1 [KN/m²]	6805.245	5419.095	3673.385	1539.745
	N1 [KN]	2918.56	2348.46	1531.47	775.70
	N2 [KN]	972.85	782.82	563.56	220.13

armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	58.37	46.97	30.63	15.51
		Bande 2	19.46	15.66	11.27	4.40
	A_{vj} (cm^2)		3.32	8.85	9.39	12.45
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	59.20	49.18	32.98	18.63
		Bande 2	20.29	17.87	13.62	7.52
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		14.7	14.5	14.2	15.1
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm^2)	Bande 1	2 X 15 HA 16 60.29	2 X 15 HA 14 46.16	2 X 15 HA 12 33.91	2 X 15 HA 12 33.91
		Bande 2	2 X 7 HA 14 21.54	2 X 7 HA 14 21.54	2 X 7 HA 12 15.83	2 X 7 HA 12 15.83
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm2)		15.19	15.19	15.28	15.38
	choix de la section/nappe		2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35
	Espacement st(cm)		12.5	12.5	12.5	12.5
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5\ MPA$	τ_b	0.166	0.353	0.372	0.491
	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPA$	τ_u	0.118	0.252	0.266	0.351
	$\overline{\tau_{bc}} = 15\ MPA$	σ_{bc}	0.80	0.72	0.58	0.29

Tableau VI.15 : Ferraillage des voiles $V_1, V_{11}, V_2, V_{22}, V_3$ et V_{33} dans le sens longitudinal

Remarque :

Le ferraillage des voiles $V_1, V_{11}, V_2, V_{22}, V_3$ et V_{33} satisfait aux conditions de sécurité..

❖ **Calcul de voile V_4,V_{44},V_5,V_{55}** L=4.00m de L'étage (1 et 2) :

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]	3.75	3.75	3.78	3.80
	e [m]	0.25	0.25	0.25	0.25
	B [m²]	0.938	0.938	0.944	0.950
	H [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]	77.930	175.770	251.070	387.710
	N_{ser} [KN]	598.58	512.78	398.65	204.92
	Vu [KN]	109.102	246.078	351.498	542.794
	σmax [KN/m²]	10261	8120	5276	2475
	σmin [KN/m²]	-14524	-11710	-7964	-3546
	Section	SPT	SPT	SPT	SPT
	σs (kN/m²)	500	500	500	500
	Lc [m]	1.55	1.54	1.50	1.56
	Lt [m]	2.20	2.21	2.27	2.24
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	1.03	1.02	1.00	1.04
	$d1 = d_{adopté\ [m]}$	1.03	1.02	1.00	1.04
	$d2 = L_t - d_{adopté\ [m]}$	1.16	1.19	1.27	1.20
	σ1 [KN/m²]	5428.237	4366.332	2945.863	1323.226
	N1 [KN]	2029.71	1597.80	1030.67	633.87
	N2 [KN]	788.83	649.90	466.87	197.85

armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	40.59	31.96	20.61	12.68
		Bande 2	15.78	13.00	9.34	3.96
	A_{vj} (cm^2)		2.40	6.77	9.67	14.93
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	41.19	33.65	23.03	16.41
		Bande 2	16.38	14.69	11.75	7.69
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		12.9	12.8	12.5	13.0
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm^2)	Bande 1	2 X 14 HA 16 56.27	2 X 14 HA 14 43.08	2 X 14 HA 12 31.65	2 X 14 HA 12 31.65
		Bande 2	2 X 8 HA 14 24.62	2 X 8 HA 12 18.09	2 X 8 HA 12 18.09	2 X 8 HA 12 18.09
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm2)		14.07	14.06	14.16	14.25
	choix de la section/ml		2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35
	Espacement st(cm)		12.5	12.5	12.5	12.5
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5\ MPA$	τ_b	0.129	0.292	0.414	0.635
	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPA$	τ_u	0.092	0.208	0.296	0.453
	$\overline{\tau_{bc}} = 15\ MPA$	σ_{bc}	0.59	0.51	0.40	0.21

Tableau VI.16 : Ferraillage des voiles V_4, V_{44}, V_5, V_{55} dans le sens longitudinale

Remarque :

Le ferraillage des voiles V_4, V_{44}, V_5, V_{55} satisfait aux conditions de sécurité

❖ **Calcul de voile V_6,V_7,V_8,** L= 2.15 m de L'étage (3,4 et 5):

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]	2.15	2.15	2.15	2.15
	e [m]	0.25	0.25	0.25	0.25
	B [m²]	0.538	0.538	0.538	0.538
	H [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]	36.270	117.830	152.080	165.440
	N_{ser} [KN]	665.37	593.90	456.06	238.42
	Vu [KN]	50.778	164.962	212.912	231.616
	σmax [KN/m²]	6876	4646	2388	106
	σmin [KN/m²]	-11934	-9199	-5902	-1977
	Section	SPT	SPT	SPT	SPT
	σs (kN/m²)	500	500	500	500
	Lc [m]	0.79	0.72	0.62	0.11
	Lt [m]	1.36	1.43	1.53	2.04
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0.52	0.48	0.41	0.07
	d1 = $d_{adopté\ [m]}$	0.52	0.48	0.41	0.07
	d2 = L_t -$d_{adopté\ [m]}$	0.84	0.95	1.12	1.97
	σ1 [KN/m²]	4234.651	3081.755	1743.595	102.368
	N1 [KN]	727.65	464.65	213.19	18.99
	N2 [KN]	444.71	364.99	243.64	25.17

armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	14.55	9.29	4.26	0.38
		Bande 2	8.89	7.30	4.87	0.50
	A_{vj} (cm^2)		1.12	4.54	5.86	6.37
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	14.83	10.43	5.73	1.97
		Bande 2	9.17	8.43	6.34	2.10
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		6.5	6.0	5.2	0.9
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm^2)	Bande 1	2 X 7 HA 12 15.83	2 X 7 HA 12 15.83	2 X 7 HA 12 15.83	2 X 7 HA 12 15.83
		Bande 2	2 X 6 HA 12 13.56	2 X 6 HA 12 13.56	2 X 6 HA 12 13.56	2 X 6 HA 12 13.56
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm2)		8.06	8.06	8.06	8.06
	choix de la section/ml		2 X 6 HA 10 9.42	2 X 6 HA 10 9.42	2 X 6 HA 10 9.42	2 X 6 HA 10 9.42
	Espacement st(cm)		15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5\ MPA$	τ_b	0.105	0.341	0.440	0.479
	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPA$	τ_u	0.075	0.244	0.314	0.342
	$\overline{\tau_{bc}} = 15\ MPA$	σ_{bc}	1.19	1.06	0.81	0.42

Tableau VI.17 : Ferraillage de voiles V_6,V_7,V_8, dans le sens longitudinale

Remarque :

Le ferraillage des voiles V_6,V_7,V_8 satisfait aux conditions de sécurité

❖ **Calcul de voile V_9 et V_{10}** L=2.00 m de L'étage (6,7 et 8)**:**

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]	1.75	2.00	2.00	2.00
	e [m]	0.25	0.25	0.25	0.25
	B [m²]	0.438	0.500	0.500	0.500
	H [m]	4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]	94.020	200.640	236.780	265.110
	N_{ser} [KN]	671.89	595.84	456.50	238.89
	Vu [KN]	131.628	280.896	331.492	371.154
	σmax [KN/m²]	6875	4625	2370	592
	σmin [KN/m²]	-11984	-9203	-5894	-1970
	Section	SPT	SPT	SPT	SPT
	σs (kN/m²)	500	500	500	500
	Lc [m]	0.64	0.67	0.57	0.46
	Lt [m]	1.11	1.33	1.43	1.54
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0.43	0.45	0.38	0.31
	$d1 = d_{adopté\ [m]}$	0.43	0.45	0.38	0.31
	$d2 = L_t - d_{adopté\ [m]}$	0.69	0.89	1.04	1.23
	σ1 [KN/m²]	4245.685	3075.358	1734.862	473.327
	N1 [KN]	591.20	429.25	196.23	94.08
	N2 [KN]	364.47	340.25	226.40	72.78

armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	11.82	8.58	3.92	1.88
		Bande 2	7.29	6.81	4.53	1.46
	A_{vj} (cm^2)		2.90	7.72	9.12	10.21
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	12.55	10.52	6.20	4.43
		Bande 2	8.01	8.74	6.81	4.01
armatures minimales	A_{min}/bande (cm^2)		5.3	5.6	4.8	3.8
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm^2)	Bande 1	2 X 7 HA 12 15.83	2 X 7 HA 12 15.83	2 X 7 HA 12 15.83	2 X 7 HA 12 15.83
		Bande 2	2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35	2 X 9 HA 12 20.35
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm2)		6.56	7.50	7.50	7.50
	choix de la section/ml		2 X 6 HA 10 9.42	2 X 6 HA 10 9.42	2 X 6 HA 10 9.42	2 X 6 HA 10 9.42
	Espacement st(cm)		15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5\ MPA$	τ_b	0.334	0.624	0.737	0.825
	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPA$	τ_u	0.239	0.446	0.526	0.589
	$\overline{\tau_{bc}} = 15\ MPA$	σ_{bc}	1.44	1.12	0.86	0.45

Tableau VI.18 : Ferraillage de voiles V_9 et V_{10} dans le sens longitudinal

Remarque :

Le ferraillage des deux voiles V_9 et V_{10} satisfait aux conditions de sécurité

Remarque :

Le dimensionnement et l'extraction des contraintes des éléments principaux sont réalisés conformément aux exigences du RPA 2024,

Le ferraillage est effectué selon les exigences du RPA99/2003, en tenant compte à la fois des charges d'exploitation et des actions sismiques.

Conclusion :

Toute les conditions son vérifier

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des composants essentiels de la structure dont le but est de transfert les charges de la superstructure au sol. En général, un élément spécifique de la structure peut transmettre à sa fondation une charge normale, une force horizontale due à un séisme, qui peut varier en intensité et en direction, ainsi qu'un moment qui peut agir dans différents plans.

VII.1. Différents types de fondations

VII.1.1. Fondations superficielles

Ces fondations sont utilisées sur des sols ayant une capacité portante élevée. Elles assurent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre fréquemment sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Les radiers.

VII.1.2. Fondations semi-profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une profondeur ou le rapport $\mathbf{4m} < \frac{\mathbf{D}}{\mathbf{B}} < \mathbf{10m}$, comme :

- Les puits

VII.1.3. Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une très faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ou le rapport $\frac{\mathbf{D}}{\mathbf{B}} \leq \mathbf{10m}$, comme :

- Les pieux

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 est principalement basé sur une analyse approfondie du sol, qui nous fournit des informations sur sa capacité de support.

Les résultats de cette étude ont permis de conclue ce qui suit :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} = 2 bars à 2m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la stabilité de l'ouvrage, la facilité de l'exécution, l'économie, la capacité portante du sol, l'importance de la superstructure et le tassement du sol.

- **Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

❖ **Selon le RPA 2024 (Combinaisons d'actions sismiques):**

- G + 0.3Q± 1.4Ex±(1.4 ×0.3)Ey
- G + 0.3Q± 1.4Ey±(1.4 ×0.3)Ex

❖ **Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**

- ELU : 1.35G +1.5Q
- ELS : G + Q

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 rez-de-chaussée.

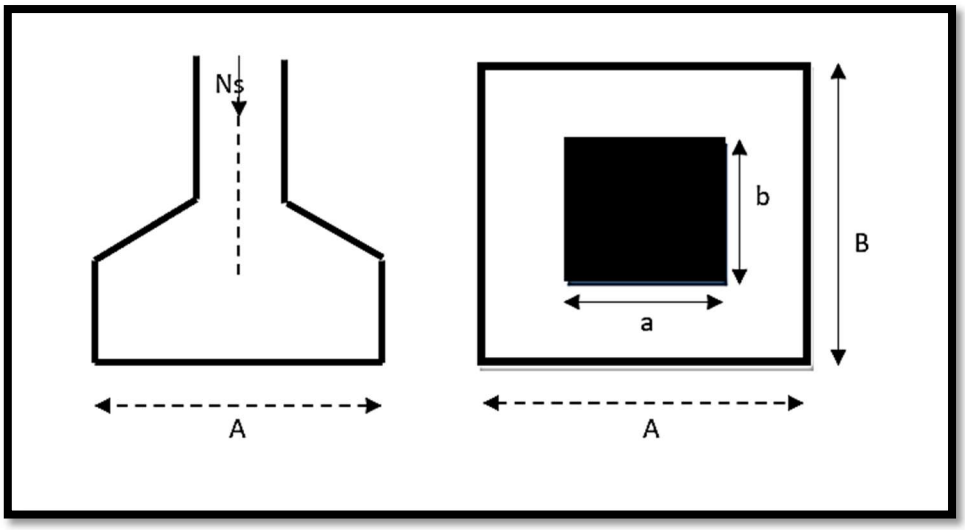
$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{\mathbf{N_{ser}}}{\boldsymbol{S}}$$

Avec :

- N_s^{max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS
- S : Surface de la semelle (S=A×B)
- $\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \quad \Rightarrow \quad \frac{50}{50} = 1$ Avec: $a = b$ (poteau carré)

D'où : $\mathbf{B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}}$



Figures VII.1 : Dimensionnement d'une semelle isolée.

Avec :

$N_s^{max} = -2014.97$ KN

$\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bar $= 0.2$ MPa $= 200$ KN/m^2

$B \geq \sqrt{\frac{2014.97}{200}} = 3.17\ m \quad \Rightarrow \quad A = B = 3.50$m

- Risque de chevauchement des semelles distance entre axes 3.50 m.

On la section des semelles sous poteau totale est :

$S = n \times B^2 = 34 \times (3.50)^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S = 416.5\ m^2}$

Avec :

- n : nombre des poteaux.
- La section totale du bâtiment est :

$S_{bat} = 28.20 \times 17.20 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{bat} = 496.32\ m^2}$

Donc :

$\mathbf{S = 416.5\ > 50\%\ S_{bat} = 268.50\ m^2}$

Remarque :

Il apparaît que la surface des semelles situées sous les poteaux dépasse les 50 % de la surface totale du bâtiment, ce qui signifie que ce type de semelles n'est pas approprié pour notre projet.

Alors il faut opter pour les 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 :

$$\frac{N_S}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{G+Q}{B\,L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G+Q}{L\,\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- **B** : Largeur de la semelle
- **L** : Longueur de la semelle sous voile
- **G** : Charge permanent à la base du voile considéré
- **Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré
- $\bar{\sigma}_{sol}$**:** Contrainte admissible du sol.

❖ **Sens longitudinal :**

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m^2)
V2	-2346.47	4.00	2.93	**11.72**
V2.2	-2346.47	4.00	2.93	**11.72**
V5	-2197.76	4.00	2.75	**11**
V5.5	-2197.76	4.00	2.75	**11**
V9	-2712.47	4.00	3.4	**13.6**
Total (m2)				**∑S = 59.04 m²**

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

❖ **Sens transversale**

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m²)
V1	-2218.45	4.30	2.58	11.1
V1.1	-2218.45	4.30	2.58	11.1
V3	-4044.22	4.30	4.70	20.21
V3.3	-4044.22	4.30	4.70	20.21
V4	-2323.69	4.30	2.70	11.61
V4.4	-2323.69	4.30	2.70	11.61
V6	-1427.99	2.15	3.32	7.14
V7	-1383.53	2.15	3.22	6.92
V8	-1427.99	2.15	3.32	7.14
Total (m2)				**∑S = 107.04 m²**

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 59.04 + 107.04 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_v = 166.08\ m^2}$$

- **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
C11	**1477.22**	**9.083**	**-8.6**	**-12704.092**
C12	**1884.69**	**0.543**	**-4.3**	**-8104.167**
C13	**2014.994**	**0.532**	**0**	**0**
C14	**1897.6**	**0.326**	**4.3**	**8159.68**
C15	**1447.27**	**8.202**	**8.6**	**12446.522**
	∑=8721.72	**∑= 18.686**		**∑= -202.53**

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

B. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$\mathbf{e} = \frac{\sum \mathbf{N_i e_i} + \sum \mathbf{M_i}}{\mathbf{R}} = \left|\frac{-202.53 + 18.686}{8721.72}\right| \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e = 0.021m}$$

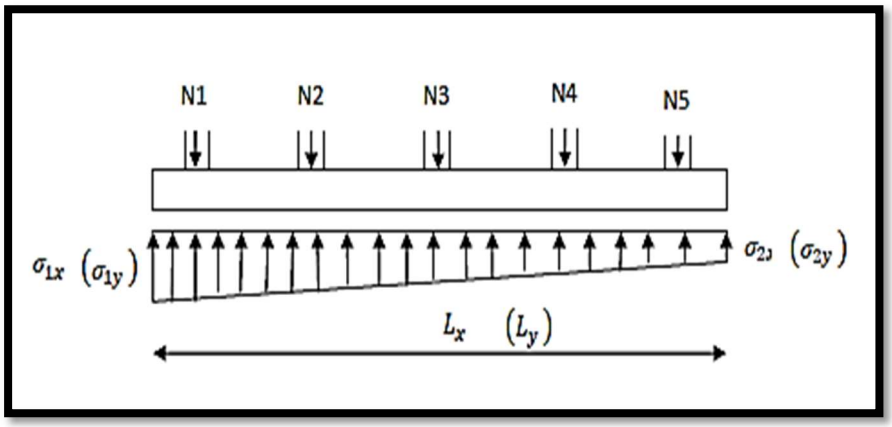
Avec:

$$\mathbf{R} = \sum \mathbf{N_S}$$

C. Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

$$\mathbf{e = 0.021\ m} < \frac{\boldsymbol{L}}{\mathbf{6}} = \frac{\mathbf{17.60}}{\mathbf{6}} = \mathbf{2.93\ m}$$

-Répartition trapézoïdale :



Figures VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6\,e}{L}\right) = \frac{8721.72}{17.60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.021}{17.60}\right) \Rightarrow \mathbf{q_{min} = 492\ KN/ml.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6\,e}{L}\right) = \frac{8721.72}{17.60} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.021}{17.60}\right) \Rightarrow \mathbf{q_{max} = 499.1\ KN/ml.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3\,e}{L}\right) = \frac{8721.72}{17.60} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.021}{17.60}\right) \Rightarrow \mathbf{q_{(L/4)} = 497.33\ KN/ml.}$$

D. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{497.33}{200} = 2.48\ m$$

Donc on opte pour **B = 2.50 m**.

On aura la surface totale

$$\boldsymbol{S_p} = \mathbf{B \times L \times n} = 2.50 \times (17.60 \times 4) \Rightarrow \boldsymbol{S_p} = \mathbf{176\ m^2}$$

Avec :

- **n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\boldsymbol{S_t} = \boldsymbol{S_v} + \boldsymbol{S_p} = \mathbf{166.08 + 176} \Rightarrow \boldsymbol{S_t} = \mathbf{342.08\ m^2}$$

La surface totale de la structure :

$$\mathbf{S_{bat} = 496.32\ m^2}$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\mathbf{S_t = 342.08 > 50\%\ S_{bat} = 248.16\ m^2}$$

Conclusion

La largeur importante des semelles entraîne un chevauchement, ce qui fait que leur superficie dépasse 50 % de celle du bâtiment. Pour cette raison, nous opterons pour un radier général.

VII.4.3. Etude du radier général

Un radier se caractérise comme une fondation agissante en tant que plancher inverser, soutenue par les poteaux de la structure, et soumis à la réaction du sol, réduite par le poids propre du radier.

Les capacités du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

A. Pré dimensionnement du radier

- **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$\mathbf{L_e = \sqrt[4]{\frac{4\,EI}{K\,b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$\mathbf{L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e} \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à :} \quad \mathbf{h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}}$$

Avec :

- $\mathbf{L_e}$: 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 déférée
- $\mathbf{L_{max}}$: Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.3\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.854 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h = 1.00\ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \Rightarrow \quad \frac{430}{8} \leq h \leq \frac{430}{5} \quad \Rightarrow \quad 53.75 \leq h \leq 86\ cm$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $\mathbf{h_n = 100\ cm}$

- **La largeur de la nervure :**

Elle doit vérifier la condition suivante avec $\mathbf{h_n = 100\ cm}$:

$$\mathbf{0.4\ h_n \leq b_n \leq 0.7\ h_n} \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \quad \Rightarrow \quad 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $\mathbf{b_n = 60\ cm}$

- **Dalle de radier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$\mathbf{h_d \geq \frac{L_{max}}{20}}$, avec $\mathbf{h_d \geq 25cm.}$

$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.50\ cm$ $\Rightarrow$ Soit : $\mathbf{h_d = 30\ cm}$

- **Epaisseur de la dalle flottante**

$$\mathbf{\frac{L_{max}}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{L_{max}}{40}} \quad \Rightarrow \quad \frac{430}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{430}{40} \quad \Rightarrow \quad 8.60 \leq e_{dalle} \leq 10.75$$

On prend : $\mathbf{e_{dalle} = 15\ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $\mathbf{h_n = 100cm}$ $\Rightarrow$ Hauteur de la nervure.
- $\mathbf{b_n = 60\ cm}$ $\Rightarrow$ Largeur de la nervure.
- $\mathbf{h_d = 30\ cm}$ $\Rightarrow$ Hauteur de la dalle du radier.
- $\mathbf{e_{dalle} = 15\ cm}$ $\Rightarrow$ Epaisseur de la dalle flottante**.**
- $\mathbf{c = 5\ cm}$ $\Rightarrow$ Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

B. Calcul de la surface nécessaire au radier

- Charge permanente de la structure : $\mathbf{G = 68346.07\ KN}$

- Charge d'exploitation de la structure : $\mathbf{Q = 6793.36\ KN}$

- **Combinaison d'actions**
- ❖ **Selon l'état limite ultime :**

$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = (1.35 \times 68346.07) + (1.5 \times 6793.36) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{N_u = 102457.23\ KN}$

- ❖ **Selon l'état limite de service :**

$N_s = G + Q = (68346.07) + (6793.36) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{N_s = 75139.43\ KN}$

- **Détermination de la surface du radier**
- ❖ **Selon l'état limite ultime :**

$$\mathbf{S_{nec}^{ELU}} \geq \frac{\mathbf{N_u}}{\mathbf{1.33\ \sigma_{sol}}} = \frac{\mathbf{102457.23}}{1.33 \times 200} = 385.2\ m^2$$

- ❖ **Selon l'état limite de service :**

$$\mathbf{S_{nec}^{ELS}} \geq \frac{\mathbf{N_s}}{\mathbf{\sigma_{sol}}} = \frac{\mathbf{75139.43}}{200} = 375.7\ m^2$$

D'où : $\mathbf{S_{rad} = max\ (s_{nec}^{ELU}\ , s_{nec}^{ELS}) = max\ (385.2\ ;375.7) \quad \Rightarrow \quad S_{rad} = 385.2m}$

$$\mathbf{S_{bat} = 496.32\ m^2 > S_{rad} = 385.2m^2}$$

Remarque

Il apparaît que la surface totale du bâtiment excède la surface nécessaire pour le radier. Dans cette situation, nous optons pour un débord minimal, tel que stipulé par les règles du BAEL, et celui-ci sera calculé de la manière suivante :

$$\mathbf{L_{deb} \geq max\left(\frac{h}{2}\ ; 30cm\right)} \quad \Rightarrow \quad L_{deb} \geq max\left(\frac{100}{2}; 30cm\right) = 50cm$$

Soit un débord de : $\mathbf{L_{déb} = 50\ cm}$

$$\mathbf{S_{déb} = P.L_{déb}} = 91.60 \times 0.50 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{déb} = 45.80\ m^2}$$

Avec :

- **P** : périmètre du bâtiment.

Donc on aura une surface totale du radier :

$\mathbf{S_{rad}} = \mathbf{S_{bat}} + \mathbf{S_{déb}} = 496.32 + 45.80 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{rad}} = \mathbf{542.12\ cm^2}$

C. Calcul des sollicitations à la base du radier

- **Charge permanente**

- Poids du bâtiment : $\mathbf{G_{bat}} = \mathbf{68346.07\ KN}$

- Poids de radier :

$G_{rad} =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

❖ **Poids de la dalle :**

$\mathbf{P_{dalle}} = \mathbf{S_{rad}} \times \mathbf{h_d} \times \boldsymbol{\rho_b} \quad \Rightarrow \quad P_{dalle} = 542.12 \times 0.30 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{P_{dalle}} = \mathbf{4065.9\ KN}$

❖ **Poids des nervures :**

$\mathbf{P_{nerv}} = \boldsymbol{b_n}(\mathbf{h_n} - \mathbf{h_d}) \times \boldsymbol{\rho_b} \times (L_x n_x + L_y n_y)$

$P_{nerv} = 0.60 \times (1 - 0.30) \times 25 \times ((17.6 \times 5) + (28.20 \times 8))$

$P_{nerv} = 0.60 \times 0.70 \times 25 \times 313.6 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{P_{nerv}} = \mathbf{3292.8\ KN}$

❖ **Poids de TVO (remblai):**

$\mathbf{P_{TVO}} = (\mathbf{S_{rad}} - \mathbf{S_{ner}}) \times (\mathbf{h_n} - \mathbf{h_d}) \times \boldsymbol{\rho_{TVO}}$

Avec : $S_{ner} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.6 \times 313.6 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{ner}} = \mathbf{188.16\ KN}$

Donc : $P_{TVO} = (542.12 - 188.16) \times (1.00 - 0.30) \times 17 \Rightarrow \quad \mathbf{P_{TVO}} = \mathbf{4212.124\ KN}$

❖ **Poids de la dalle flottante :**

$P_{dalle} = S_{rad} \times e_{dalle} \times \rho_b = 542.12 \times 0.15 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{P_{dalle}} = \mathbf{2232.95\ KN}$

Enfin :

$$G_{rad} = 4065.9 + 3292.8 + 4212.124 + 2232.95 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{G_{rad} = 13603.77\ KN}$$

- **Surcharge d'exploitation**

-Surcharge de bâtiment : $\mathbf{Q_{bat} = 6793.36\ KN}$

-Surcharge du radier :

$$\mathbf{Q_{rad} = Q_{RDC} \times S_{rad}} = 1.5 \times 542.12 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q_{rad} = 813.18\ KN}$$

- **Poids total de la structure**

$$\mathbf{G_T = G_{bat} + G_{rad} = 70384.07 + 13603.77} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{G_T = 83987.84\ KN}$$

$$\mathbf{Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6793.36 + 813.18} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q_T = 7606.54\ KN}$$

- **Combinaison d'action**

❖ **Selon l'état limite ultime :**

$$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = (1.35 \times \mathbf{83987.84}) + (1.5 \times \mathbf{7606.54})$$

$$\mathbf{N_u = 122042.094\ KN}$$

❖ **Selon l'état limite de service :**

$$N_s = G + Q = (\mathbf{83987.84}) + (\mathbf{7606.54}) \Rightarrow \quad \mathbf{N_s = 91594.38\ KN}$$

D. Vérifications :

- **Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)**

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;4\ MPa\right\} = 2.5\ MPa}$$

Avec :

- $b = 100$ cm
- $d = 0.9h_d = 27.00$cm

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u\, b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{\mathbf{122042.094} \times 1.00}{\mathbf{542.12}} \times \frac{4.30}{2} = 484.008\ KN$$

$$\tau_u = \frac{484.008 \times 10^3}{1000 \times 270} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{\tau_u = 1.79}$$

$\boldsymbol{\tau_u < \bar{\tau}_u}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **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.

$$\mathbf{M = M_0 + T_0 . h}$$

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 ;
- **h :** Profondeur de l'infrastructure.

-Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}}$$

Avec :

- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} . V$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 200\ KN/m^2$

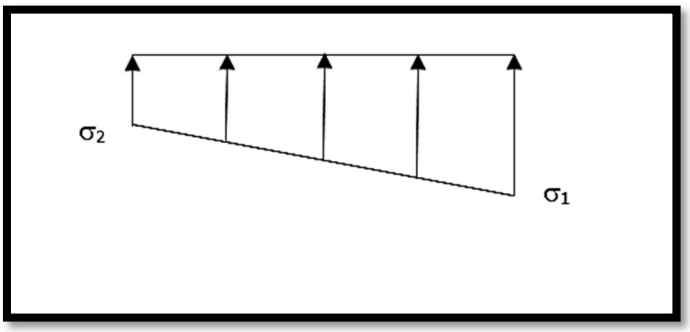


Figure VII.3: Diagramme des contraintes

- **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$\mathbf{X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}} \quad ; \quad \mathbf{Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}}$$

Avec :

- $\mathbf{S_i}$: Aire du panneau considéré.
- $\mathbf{X_i}$, $\mathbf{Y_i}$: 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)

$$\mathbf{X_G} = \frac{\textbf{largeur du batiment}}{\mathbf{2}} = \frac{17.60}{2} \Rightarrow \mathbf{X_G = 8.80\ m.}$$

$$\mathbf{Y_G} = \frac{\textbf{longueur du batiment}}{\mathbf{2}} = \frac{28.20}{2} \Rightarrow \mathbf{Y_G = 14.1\ m.}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$\mathbf{I_{XX}} = \frac{\mathbf{b \times h^3}}{\mathbf{12}} = \frac{17.60 \times 28.20^3}{12} \Rightarrow \mathbf{I_{XX} = 32891.13\ m^4}$$

$$\mathbf{I_{YY}} = \frac{\mathbf{h \times b^3}}{\mathbf{12}} = \frac{28.20 \times 17.60^3}{12} \Rightarrow \mathbf{I_{YY} = 12811.67\ m^4}$$

❖ **Sens longitudinal**

$M_X = 828.215 + 2134.74 \times 1 \Rightarrow \mathbf{M_X = 2962.95\ KN.m}$

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{\mathbf{N_u}}{\mathbf{S_{rad}}} + \frac{\mathbf{M_x}}{\mathbf{I_{yy}}}.\mathbf{V} = \frac{\mathbf{122042.094}}{\mathbf{542.12}} + \frac{\mathbf{2962.95}}{\mathbf{12811.67}} \times 8.80 \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_1} = \mathbf{227.15\ KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2} = \frac{\mathbf{N_u}}{\mathbf{S_{rad}}} - \frac{\mathbf{M_x}}{\mathbf{I_{yy}}}.\mathbf{V} = \frac{\mathbf{122042.094}}{\mathbf{542.12}} - \frac{\mathbf{2962.95}}{\mathbf{12811.67}} \times 8.80 \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_2} = \mathbf{223.08\ KN/m^2}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 227.15 + 223.08}{4} \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_m} = \mathbf{226.13\ KN/m^2}$$

$\boldsymbol{\sigma_m} = \mathbf{226.13\ KN/m^2} < \mathbf{1.33\bar{\sigma}_{sol}} = \mathbf{266\ KN/m^2} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Selon l'état limite de service :**

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{\mathbf{N_s}}{\mathbf{S_{rad}}} + \frac{\mathbf{M_x}}{\mathbf{I_{yy}}}.\mathbf{V} = \frac{\mathbf{91594.38}}{\mathbf{542.12}} + \frac{\mathbf{2962.95}}{\mathbf{12811.67}} \times 8.80 \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_1} = \mathbf{167.23\ KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2} = \frac{\mathbf{N_s}}{\mathbf{S_{rad}}} - \frac{\mathbf{M_x}}{\mathbf{I_{yy}}}.\mathbf{V} = \frac{\mathbf{91594.38}}{\mathbf{542.12}} - \frac{\mathbf{2962.95}}{\mathbf{12811.67}} \times 8.80 \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_2} = \mathbf{163.16\ KN/m^2}$$

D'où :

$\sigma_m = \frac{3\times167.23 + 163.16}{4} \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_m = 166.21\ KN/m^2}$

$\boldsymbol{\sigma_m = 166.21\ KN/m^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200\ KN/m^2} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Sens transversal**

$M_Y = 716.531 + 2201.02 \times 1.00 \Rightarrow \boldsymbol{M_Y = 2917.55\ KN.}$

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{122042.094}{542.12} + \frac{2917.55}{32891.13} \times 14.1 \Rightarrow \sigma_1 = 226.37\ KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{122042.094}{542.12} - \frac{2917.55}{32891.13} \times 14.1 \Rightarrow \sigma_2 = 223.87\ KN/m^2}$$

D'où :

$\sigma_m = \frac{3 \times 226.37 + 223.87}{4} \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_m = 225.74\ KN/m^2}$

$\boldsymbol{\sigma_m = 225.74\ KN/m^2 < 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 266\ KN/m^2} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Selon l'état limite de service :**

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{91594.38}{542.12} + \frac{2917.55}{32891.13} \times 14.1 \Rightarrow \sigma_1 = 166.44\ KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{91594.38}{542.12} - \frac{2917.55}{32891.13} \times 14.1 \Rightarrow \sigma_2 = 163.94\ KN/m^2}$$

D'où :

$\sigma_m = \frac{3 \times 166.44 + 163.94}{4} \Rightarrow \boldsymbol{\sigma_m = 165.82\ KN/m^2}$

$\boldsymbol{\sigma_m = 165.82\ KN/m^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200\ KN/m^2}$ **Condition vérifiée.**

- **Poussée hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :

$\boldsymbol{P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w}$

Avec :

- **P** : Poids total à la base du radier.
- **Fs =1.50**: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.
- γ_w**= 10 kN/m²** : Poids volumique de l'eau.
- **h =1.00 m**: Profondeur de l'infrastructure.
- **S =542. 12m²** : Surface du radier.

Donc :

122042. 094 KN ≥ 8131.8 KN

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

E. Ferraillage du radier

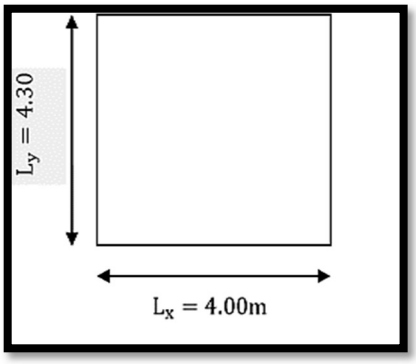
- **Ferraillage du radier**

Dans le cadre du ferraillage du radier, les méthodes présentées dans le (BAEL 91, modifié 99) sont mises en œuvre ; le radier est traité comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. L'étude s'appuie sur la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

Remarque

Les panneaux étant exposés à des charges voisines, il est nécessaire d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter son application. Ainsi, les calculs seront réalisés pour le panneau le plus sollicité, et le même ferraillage sera ensuite utilisé pour l'ensemble du radier. Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :



$L_x = 4.00\ m \quad et \quad L_y = 4.30\ m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.30} = \mathbf{0.93}$$

$$\mathbf{0.4 \leq \rho = 0.93 \leq 1 \rightarrow la\ dalle\ travaille\ dans\ les\ deux\ sens}$$

Lors du calcul du ferraillage, on doit retirer de la contrainte maximale σ_m^{max} la contrainte associée au poids propre du radier, qui est directement soutenu par le sol

- **Selon l'état limite ultime :**

$\sigma_m = \max(\sigma_u^1 ; \sigma_u^2) = \max(226.37; 223.87) \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{\sigma_m = 226.37\ KN/m^2}$

D'où :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(226.37 - \frac{13603.77}{542.12}\right) \times 1m \quad \Rightarrow \quad \mathbf{q_u = 201.27\ KN/ml}$$

- **Selon l'état limite de service :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1 ; \sigma_s^2) = \max(166.44 ; 163.94) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\sigma_m = 166.44\ KN/m^2}$$

D'où :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(166.44 - \frac{13603.77}{542.12}\right) \times 1m \quad \Rightarrow \quad \mathbf{q_s = 141.34\ KN/ml}$$

❖ **Calcul à l'état limite ultime :**

- **Calcul des sollicitations**

On a: $\boldsymbol{\rho = 0.93}$ et $\boldsymbol{\nu = 0}$

$\Rightarrow$ A l'ELU $\begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0428} \\ \mu_y = \mathbf{0.841} \end{cases}$

Moments fléchissant

-Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x\ q_u\ l_x^2 = 0.0428 \times 201.27 \times 4.00^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{0x} = 137.83\ KN.m}$$

-Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y\ M_{0x} = 0.841 \times 137.83 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{0y} = 115.91\ KN.m}$$

Remarque :

Dans le but de prendre en compte le semi-encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront corrigés on considérant un panneau intermédiaire avec un coefficient de

(-0,5) pour les appuis

et de **0,75** pour les travées

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75\ M_{0x} = 0.75 \times 137.83 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{tx} = 103.37\ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75\ M_{0y} = 0.75 \times 115.91 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{ty} = 86.93\ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$M_{ax} = -0.5\, M_{0x} = -0.5 \times 137.83 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{ax} = -68.92\ KN.m}$

$M_{ay} = -0.5\, M_{0y} = -0.5 \times 115.91 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{ay} = -59.95\ KN.m}$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

- $\mathbf{b = 100\ cm}$
- $\mathbf{h = 30\ cm}$
- $\mathbf{d = 27\ cm}$

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
X-X	Appuis	**68.92**	0.066	0.966	SSA	6.07	6HA12=6.78	20
	Travée	**103.37**	0.099	0.948	SSA	9.28	6HA16=12.06	20
Y-Y	Appuis	**59.95**	0.057	0.970	SSA	5.26	6HA12=6.78	20
	Travée	**86.93**	0.083	0.956	SSA	7.74	6HA14=9.23	20

Tableau VII.4 : Ferraillage du panneau de dalle du radier.

- **Vérification à L'ELU**

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

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{b\ h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{min} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec :

- ω_0 : le taux d'armatures $\Rightarrow \quad \omega_0 = 0.0006 \rightarrow$ fe 500

$$A_{min} \geq 0.0006 \times \frac{3 - 0.93}{2} \times 100 \times 30 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{min} = 1.863\ cm^2}$$

Sens	Zone	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	Observation
X-X	Appuis	6.78	1.863	Condition vérifiée
	Travée	12.06		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	6.78		Condition vérifiée
	Travée	9.23		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

❖ **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) :

$$\mathbf{S_t} \leq \mathbf{min}\{\mathbf{3h};\ \mathbf{33cm}\} = \min\{3 \times 30;\ 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$\mathbf{S_t = 20\ cm < 33cm}$ ⇒ **Condition vérifiée.**

-Suivant (y-y) :

$\mathbf{S_t \leq min}\{\mathbf{4h};\ \mathbf{45cm}\} = \min\{4\times30\ ;\ 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$\mathbf{S_t = 20\ cm < 45cm}$ ⇒ **Condition vérifiée.**

❖ **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 :

$\boldsymbol{\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10}}$ ⇒ $\boldsymbol{\varphi_{max} \leq 30\ mm}$

$\boldsymbol{\varphi_{adopté} = 16\ mm < 30\ mm}$ ⇒ **La condition est vérifiée.**

- **Calcul et vérification à l'ELS**

On a: $\boldsymbol{\rho = 0.93}$ et $\boldsymbol{v = 0.2}$

⇒ A l'ELS $\begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0500} \\ \mu_y = \mathbf{0.891} \end{cases}$

❖ **Moments fléchissant :**

-Suivant (x-x) :

$M_{0x} = \mu_x\ q_s\ l_x^2 = 0.05 \times 141..34 \times 4.00^2$ ⇒ $\mathbf{M_{0x} = 113.07\ KN.m}$

-Suivant (y-y) :

$M_{0y} = \mu_y\ M_{0x} = 0.891 \times 113.07$ ⇒ $\mathbf{M_{0y} = 100.74 KN.m}$

Moments en travées

$M_{tx} = 0.75\ M_{0x} = 0.75 \times 113.07$ ⇒ $\mathbf{M_{tx} = 84.80\ KN.m}$

$M_{ty} = 0.75\ M_{0y} = 0.75 \times 100.74$ ⇒ $\mathbf{M_{ty} = 75.55\ KN.m}$

Moments aux appuis

$M_{ax} = -0.5\, M_{0x} = -0.5 \times 113.07 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{ax} = -56.54\ KN.m}$

$M_{ay} = -0.5\, M_{0y} = -0.5 \times 100.74 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{ay} = -50.38\ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes**

Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm^2)	Ms	ρ_1	β	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	K1	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X-X	Appuis	6.78	**56.54**	0.251	0.920	335.72	435	47.50	7.07	15	Cv
	Travée	12.06	**84.80**	0.446	0.898	290	435	33.54	8.64	15	Cv
Y-Y	Appuis	6.78	**50.38**	0.251	0.920	299.14	435	47.50	6.29	15	Cv
	Travée	9.23	**75.55**	0.341	0.909	333.51	435	39.95	8.35	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

F. Ferraillage 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

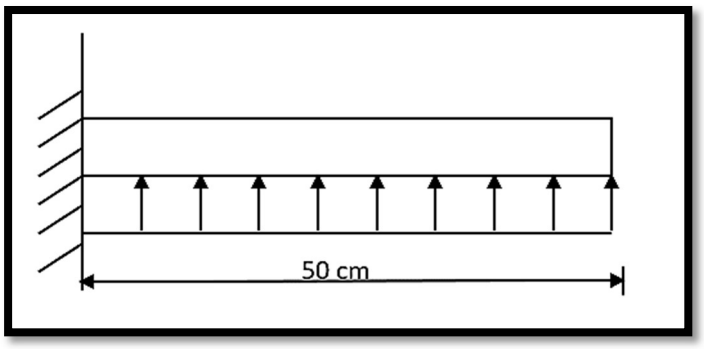


Figure VII.4 : Schéma statique du débord

- **Sollicitation de calcul**

❖ **Selon l'état limite ultime :**

$\mathbf{P_u = q_u = 201.27\ \ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-201.27 \times 0.50^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_u = -12.58 KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $M_u = 12.58$ **KN.m**
- $b = 100$ **cm**
- $d = h - c = 30 - 3 =$ **27 cm**

$$\mu = \frac{12.58 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ **La section est simplement armée.**

-À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_t = \frac{12.58 \times 10^3}{0.994 \times 27 \times 435} \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.077$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont supérieures à celles nécessaires pour le débord. Afin d'assurer une cohérence dans le ferraillage, elles seront prolongées et feront également office de ferraillage pour le débord.

G. Ferraillage de la nervure :

Dans le but d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera doté de nervures dans les deux directions. Ces nervures seront considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles. Les réactions du sol seront transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

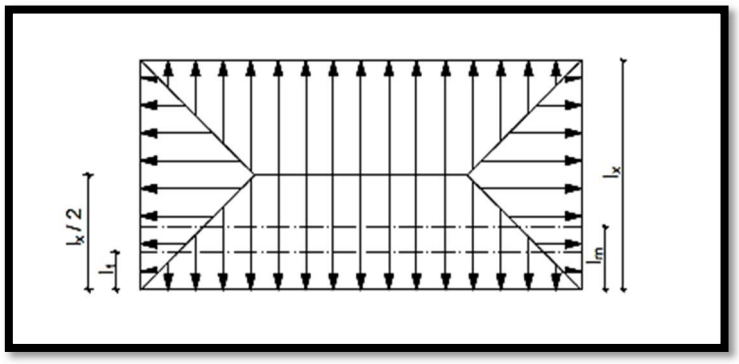


Figure VII.5 : Présentation des chargements simplifiés

- **Cas de chargement triangulaire :**

-Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

-Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

-Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)}$

-Effort tranchant : $\mathbf{l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)}$

Avec :

- **Moments fléchissant :**

$\mathbf{Q_U = q_u\, l_m}$

$\mathbf{Q_S = q_S\, l_m}$

- **Efforts tranchants :**

$\mathbf{Q_U = q_u\, l_t}$

$\mathbf{Q_S = q_S\, l_t}$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

- **Sens transversal :**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	**Panneau**	**Lx**	**Ly**	**ρ**	**Charge**	**l_m**	**l_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_u**	**Σ Q_u**	**Q_s**	**Σ Q_s**	**Q_u**	**Σ Q_u**	**Q_s**	**Σ Q_s**
12	(A-B)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	529.34	188.26	371.72	201.27	397.51	141.34	279.14
	(B-C)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25		183.46		196.24		137.80	
23	(A-B)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	529.34	188.26	371.72	201.27	397.51	141.34	279.14
	(B-C)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25		183.46		196.24		137.80	
34	(A-B)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	529.34	188.26	371.72	201.27	397.51	141.34	279.14
	(B-C)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25		183.46		196.24		137.80	
45	(A-B)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	529.34	188.26	371.72	201.27	397.51	141.34	279.14
	(B-C)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25		183.46		196.24		137.80	

Tableau VII.7: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

- **Sens longitudinal :**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	**Panneau**	**Lx**	**Ly**	**ρ**	**Charge**	**l_m**	**l_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_u**	**Σ Q_u**	**Q_s**	**Σ Q_s**	**Q_u**	**Σ Q_u**	**Q_s**	**Σ Q_s**
AB	(1-2)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	536.18	188.26	376.52	201.27	403.34	141.34	282.68
	(2-3)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09		188.26		201.27		141.34	
BC	(1-2)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25	522.5	183.46	366.92	196.24	392.48	137.80	275.6
	(2-3)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25		183.46		196.24		137.80	
CD	(1-2)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	536.18	188.26	376.52	201.27	403.34	141.34	282.68
	(2-3)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09		188.26		201.27		141.34	
DE	(1-2)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	536.18	188.26	376.52	201.27	403.34	141.34	282.68
	(2-3)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09		188.26		201.27		141.34	
EF	(1-2)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	536.18	188.26	376.52	201.27	403.34	141.34	282.68
	(2-3)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09		188.26		201.27		141.34	
FG	(1-2)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25	522.5	183.46	366.92	196.24	392.48	137.80	275.6
	(2-3)	3.9	4.3	0.90	Triangulaire	1.298	0.975	201.27	141.34	261.25		183.46		196.24		137.80	
GH	(1-2)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09	536.18	188.26	376.52	201.27	403.34	141.34	282.68
	(2-3)	4.0	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	201.27	141.34	268.09		188.26		201.27		141.34	

Tableau VII.8: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- **Sens longitudinal (x-x)**

❖ **Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)**

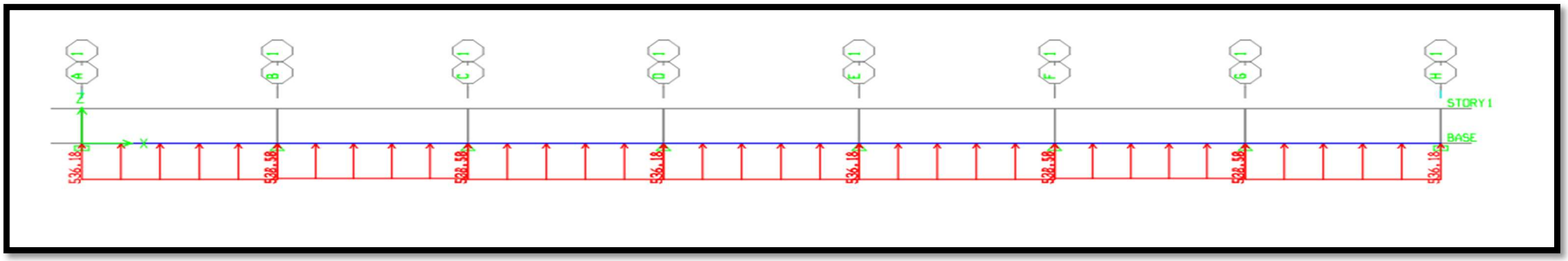


Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).

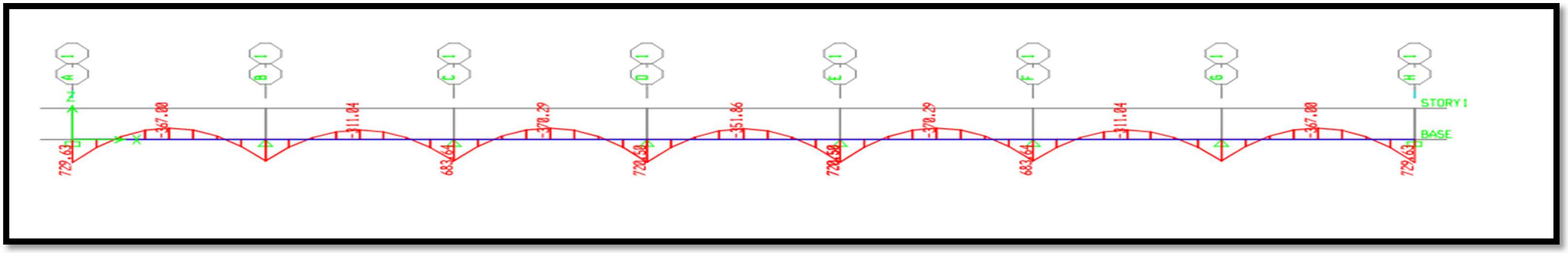


Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens X-X).

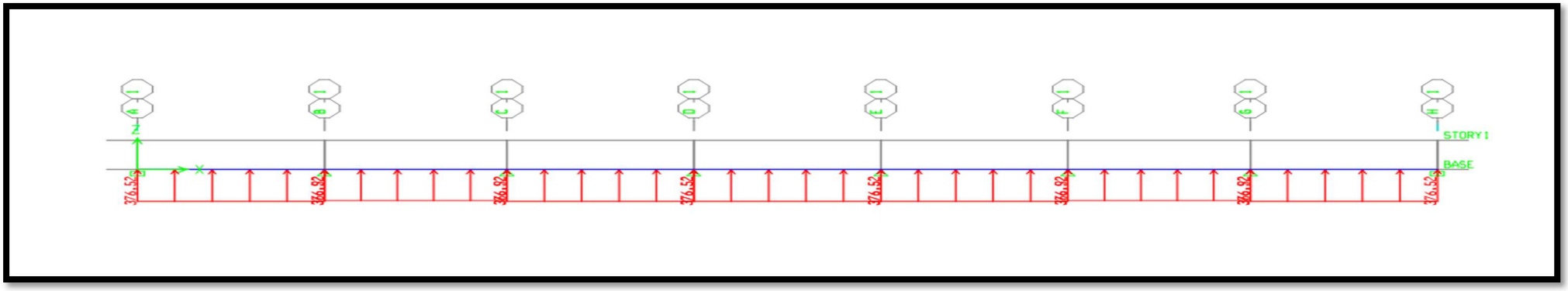


Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

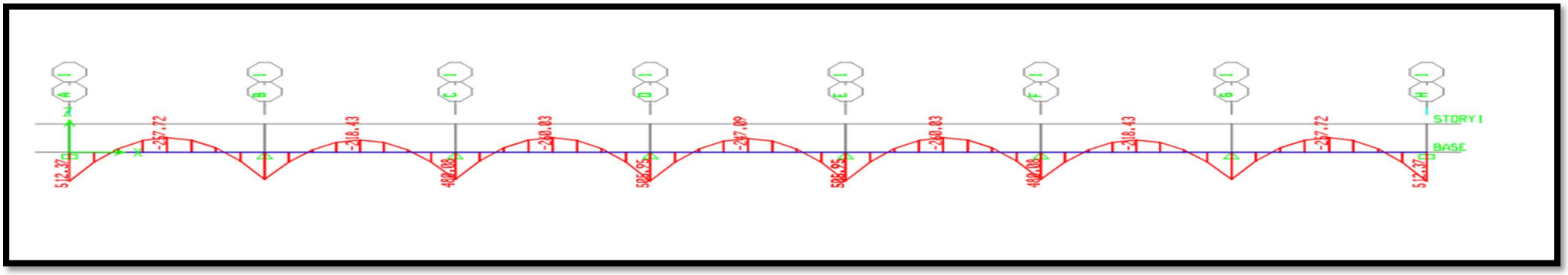


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).

❖ **Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS)**

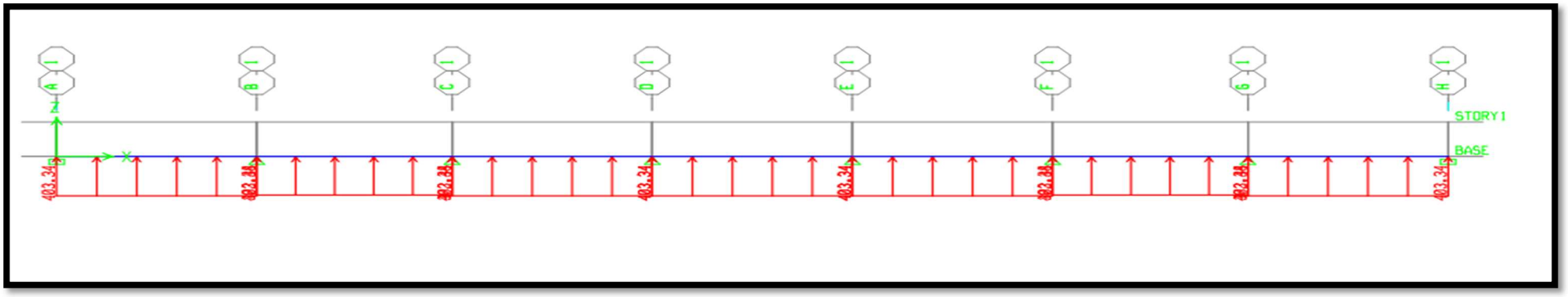


Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).

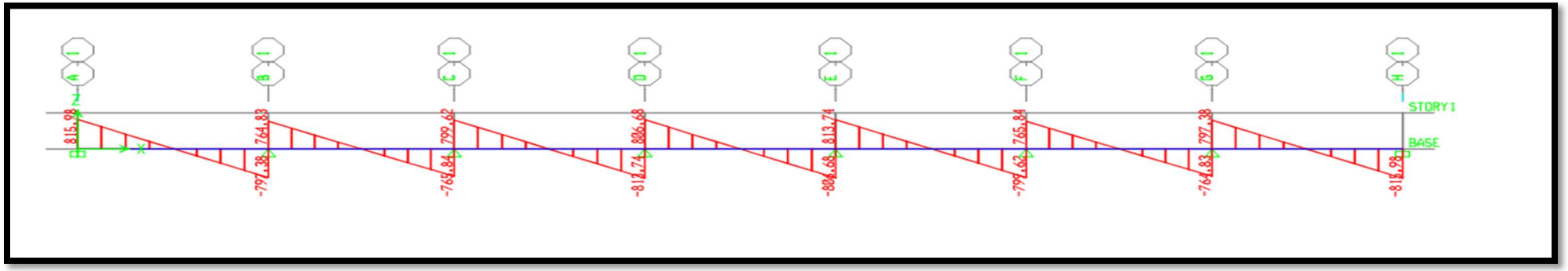


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).

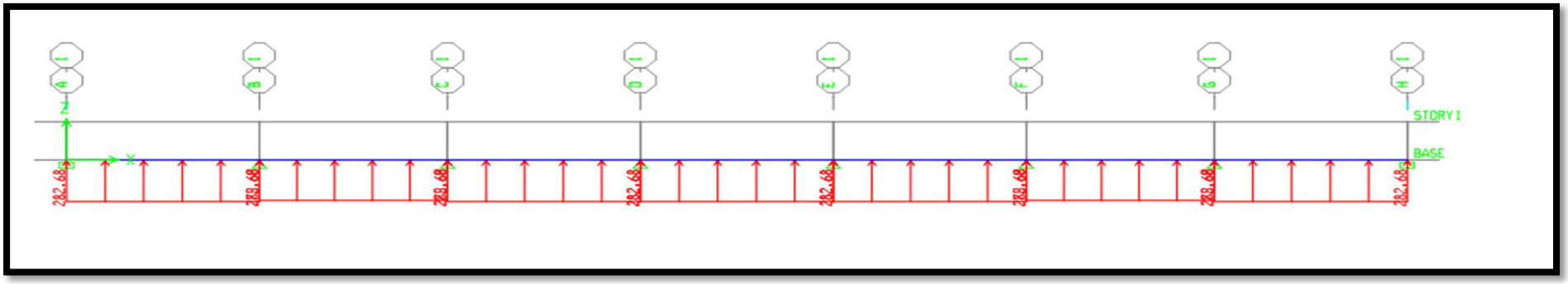


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

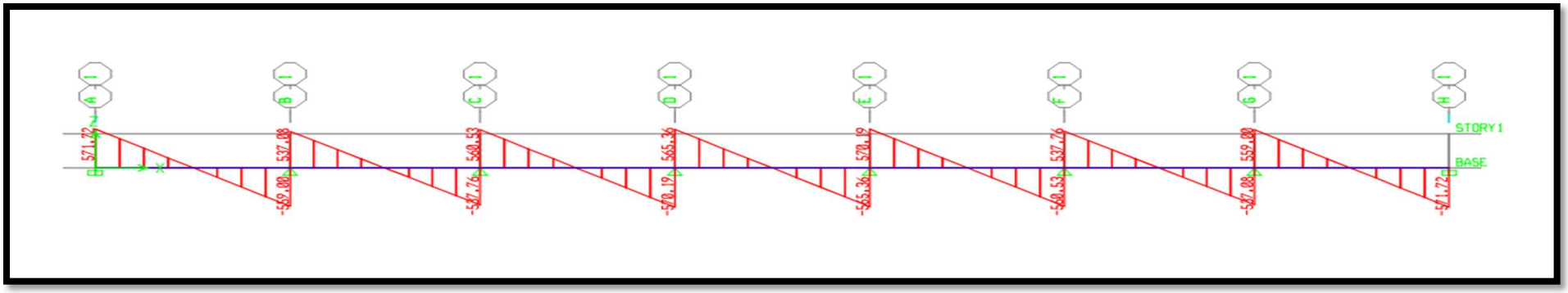


Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X)

- **Sens transversal (Y-Y) :**
  - ❖ **Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)**

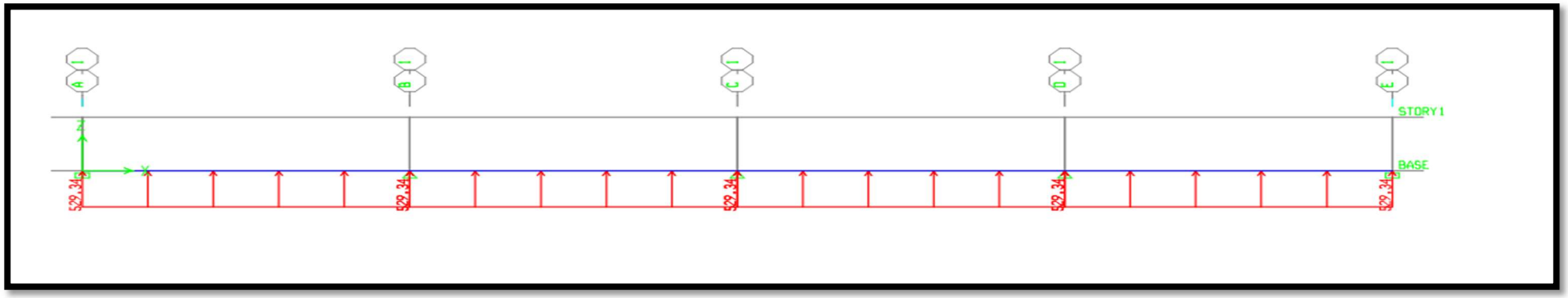


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

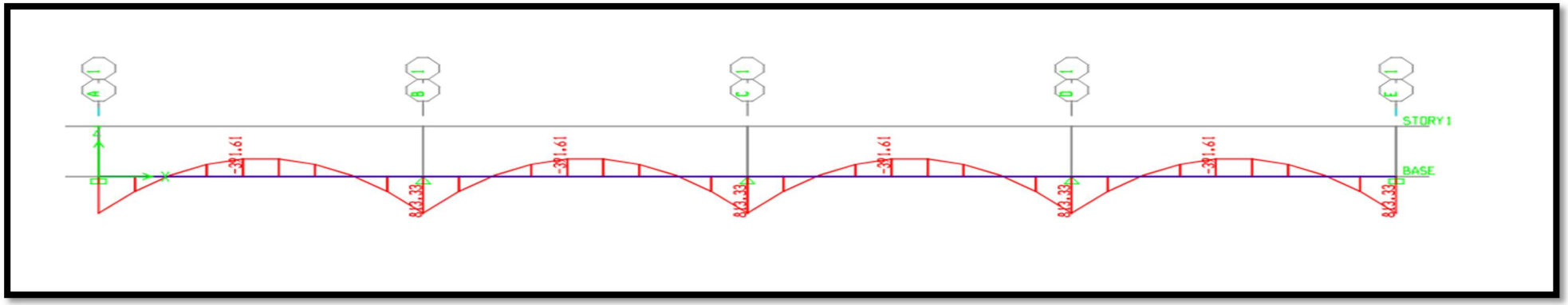


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).

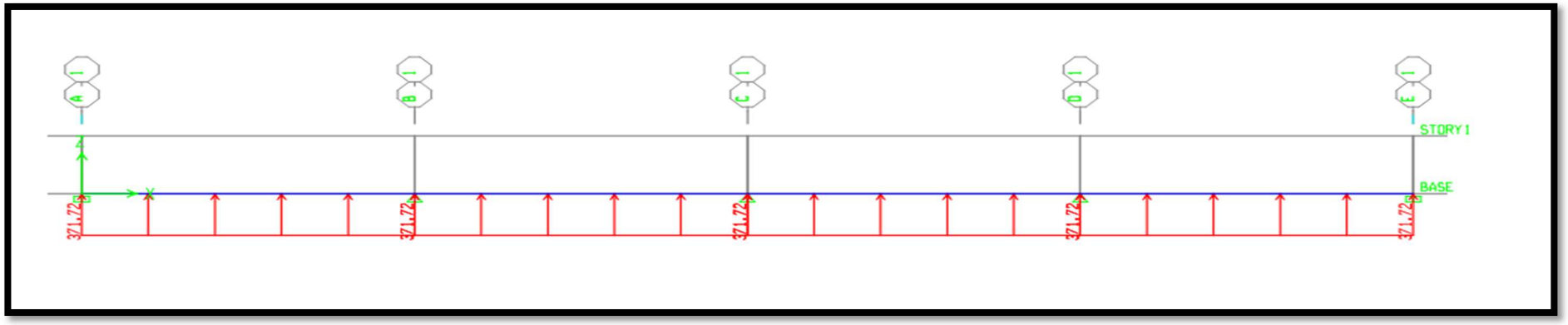


Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

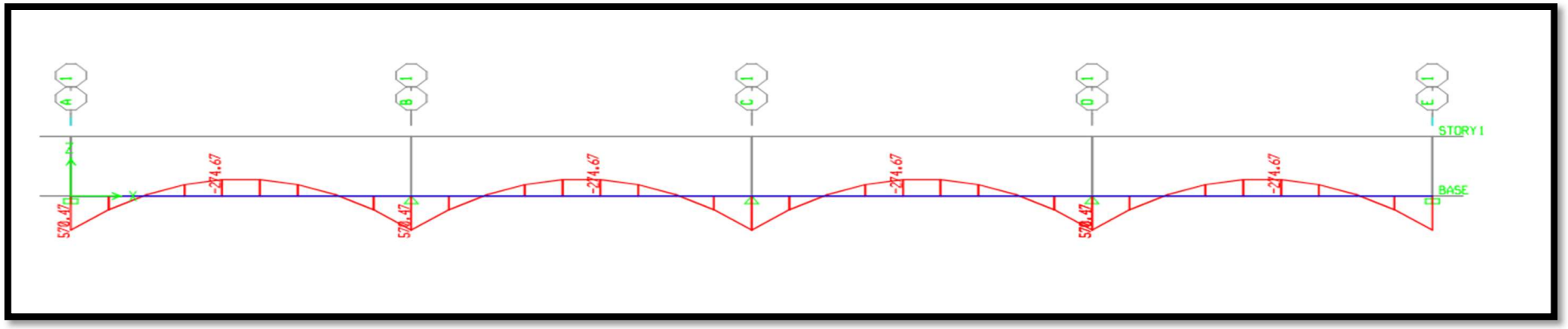


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).

❖ **Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS)**

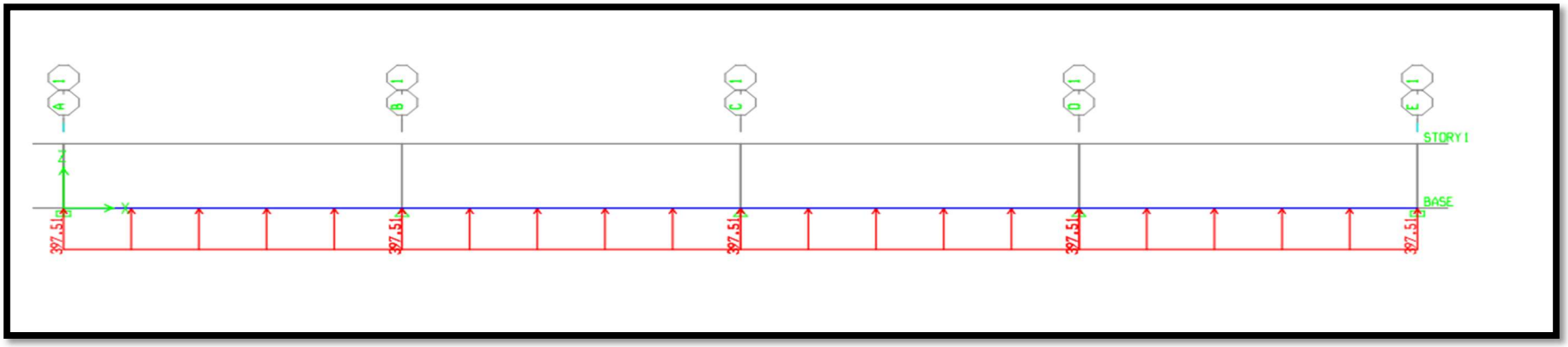


Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

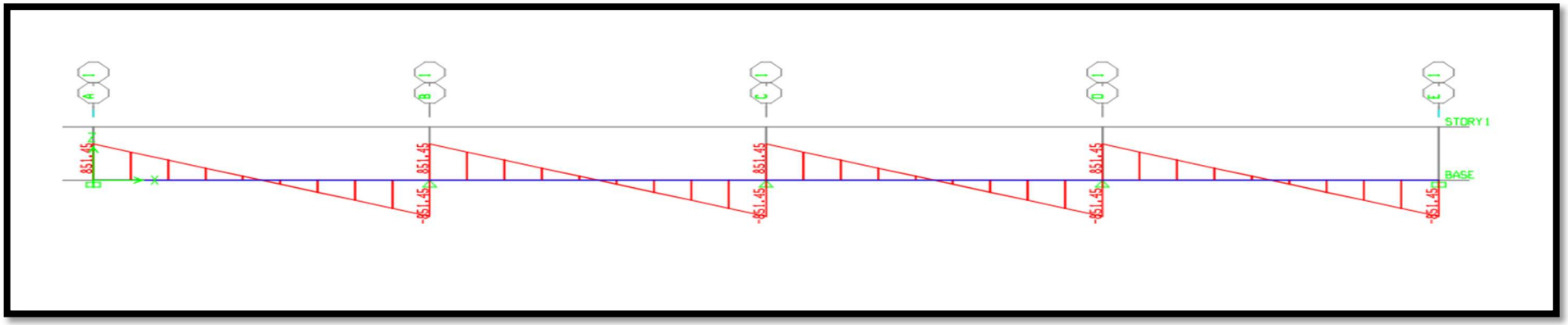


Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).

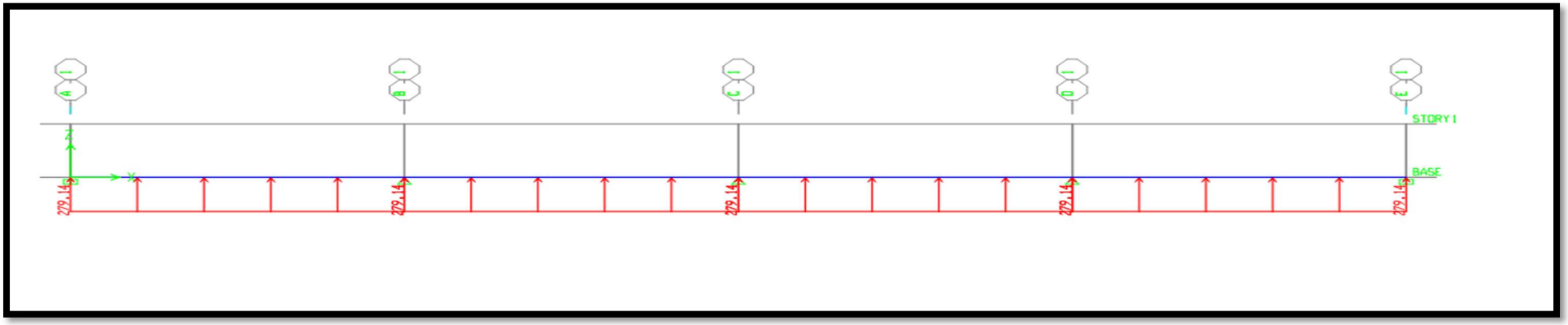


Figure VII.20 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

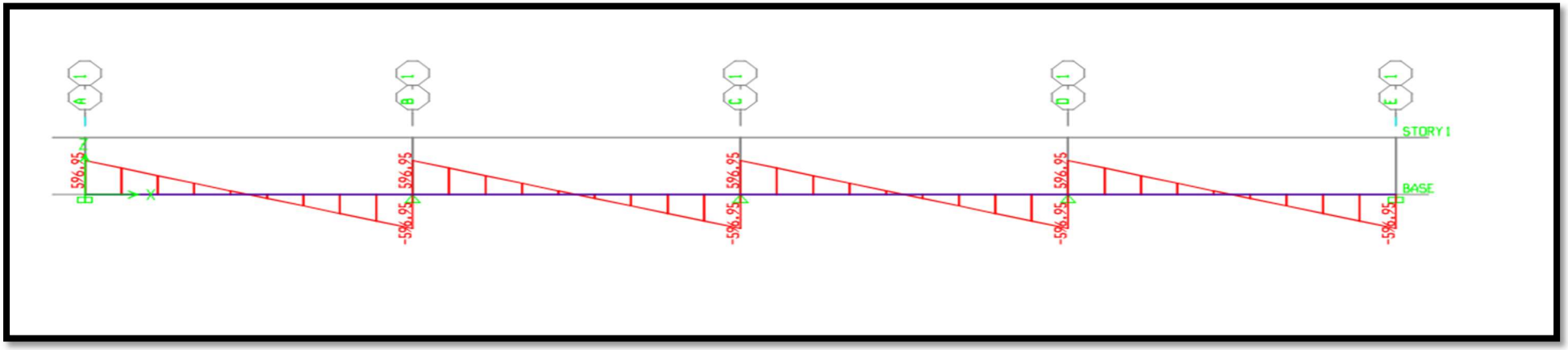


Figure VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y).

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	**ELS**	**ELU**	**ELS**
M_{amax} (KN.m)	729.63	512.37	813.33	570.47
M_{tmax} (KN.m)	-370.29	-260.03	-391.61	-274.67
T_{max} (KN)	815.98	571.72	851.45	596.95

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

H. Calcul des Armatures :

- **Armatures longitudinales**

Avec : b=60 cm d = h-c = (100 – 5) = 95 cm

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

D'appris l'article (**10.1.1 RPA 2024)** Amin = 0.6% b.h

Amin = 0.006×60×100 = 36 → Amin = 36 cm^2

Sens	Zone	M_u (KN.m)	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)		Amin (cm^2)	observation
X-X	Appuis	729.63	SSA	18.63	6HA20 (fil) = 18.84	37.68	**36**	**C.V**
	Travée	-370.29	SSA	9.2	6HA20 (fil) = 18.84			
Y-Y	Appuis	813.33	SSA	20.9	6HA20 (fil)+6HA14(chap) =28.07	49.91	**36**	**C.V**
	Travée	-391.61	SSA	9.74	6HA20 (fil) = 18.84			

Tableau VII.10 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

❖ **Selon le RPA (Art 7.5.2 RPA 2024)**

- Espacement des armatures transversales :

Zone nodale: $\mathbf{S_t \leq min\ (h/4\ ;\ 24\phi t\ ;\ 17.5cm\ ;\ 6\phi l)}$

$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4};\ 24x2\ ;\ 17.5\ ;\ 6\ x2\right) = \min(25\ ;48\ ;17.5\ ;12\ )$

$\Rightarrow \quad S_t \leq 12\ cm \Rightarrow$ Soit : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

Zone courante $\mathbf{S_t \leq \frac{h}{2}}$

$S_t \leq \frac{100}{2} = 50\ cm \quad \Rightarrow$ Soit : $\mathbf{S_t = 20\ cm}$

- **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$S_{tmax} \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm) = \min(85.50\ cm\ ;\ 40\ cm) \Rightarrow$ **$S_{tmax} \leq 40$ cm.**

$S_{t\ max\ adopté} = 20$ cm $< S_{tmax} = 40$ cm. ⇒ La condition est vérifiée.

- **Armatures de peau : (Art. A.8.3/ BAEL 91modifiée 99)**

Les armatures de peau, placées parallèlement à la fibre centrale des poutres, préviennent la formation de larges fissures hors des zones renforcées. Avec une hauteur de nervure de 120 cm, voici la quantité nécessaire d'armatures de peau :

$$Ap = 3\frac{cm^2}{ml \times 1} = 3\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On opte pour :} \quad \textbf{2HA14} = 3.08\ cm$$

I. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$\mathbf{A_{adop} > A_{min}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 95 \times \frac{2.1}{500} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{min} = 5.51\ cm^2}$$

	$A_{adop}(cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	Observation	Espacement (cm)
X-X	6HA20 (fil) = 18.84	**5.51**	CV	10
	6HA20 (fil) = 18.84	**5.51**	CV	
Y-Y	6HA20 (fil) + 6HA14 (chap) = 28.07	**5.51**	CV	10
	6HA20 (fil) = 18.84	**5.51**	CV	

Tableau VII.11 : Vérification de condition de non fragilité.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ,4Mpa\right\} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 2.5\ Mpa$$

❖ **Sens longitudinal : $T_u^{max} = 815.98$ KN**

$$\tau_u = \frac{\mathbf{815.98} \times 10^3}{600 \times 950} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\tau_u = 1.43\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5\ MPa} \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal : $T_u^{max} = 851.45$ KN**

$$\tau_u = \frac{851.45 \times 10^3}{600 \times 950} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\tau_u = 1.49\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5\ MPa} \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifie 99)**

$$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28} = 3.15\ MPA}$$

Avec :

- Ψs : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\boldsymbol{\sum ui = n \times \pi \times \emptyset}$$

Avec :

- $\sum \boldsymbol{ui}$: Somme des périmètres utiles des barres

❖ **Sens des petites portées :**

$$\sum \text{ui} = 6 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \boldsymbol{\sum ui = 376.8\ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9 \times d \times \sum ui} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} = \frac{\mathbf{815.98} \times 10^3}{0{,}9 \times 950 \times 376.8} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{\tau_{se} = 2.53\ MPA}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.53 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}}$$

❖ **Sens des grandes portées :**

$$\sum \text{ui} = 6 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \boldsymbol{\sum ui = 376.8\ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9 \times d \times \sum ui} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} = \frac{851.45 \times 10^3}{0{,}9 \times 950 \times 376.8} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{\tau_{se} = 2.64\ MPA}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.64 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}}$$

- **Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)**

Φt ≤ min (h/35 ; b/10 ; $\emptyset_l$) = min (2.86 ; 6 ; 2) ⇒ **Φt ≤ 2 cm.**

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en **φ12** avec **At= 4.52 cm².**

- **Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2 du RPA 2024)**

$A_{t\ min}$ = 0,003 x S_t x b=0,003×20×60 = 4.20

3.60cm² < $A_{t\ adoptée}$=4.52 cm² ⇒ **La condition est vérifiée.**

J. Vérification a l'ELS

- **Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]**

La nervure représente un élément très sensible aux intempéries. Pour cette raison, la fissuration est considérée comme préjudiciable. Il est donc impératif de contrôler les conditions suivantes

D'après les calculs précèdent on a :

- La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15$ **MPa.**

- La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 201.63$ **MPa**

Avec : η = 1.6 pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

	Zone	As (cm^2)	Ms	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X-X	Appuis	18.84	512.37	309.4	**201.63**	6.47	**15**	C.N.V
	Travée	18.84	-260.03	38.3		3.28	**15**	C.V
Y-Y	Appuis	28.07	570.47	234.1		6.27	**15**	C.N.V
	Travée	18.84	-274.67	40.5		3.46	**15**	C..V

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque : les conditions ne sont pas vérifiées dans les appuis donc on augmente la section de ferraillage.

Sens	Zone	$A_{adoptée}$ (cm^2)		Amin (cm^2)	observation
X-X	Appuis	6HA20 (fil)) + 6HA16 (chap) = 30.9	49.74	**36**	**C.V**
	Travée	6HA20 (fil) = 18.84			
Y-Y	Appuis	6HA20 (fil) + 6HA20 (chap) = 37.68	56.52	**36**	**C.V**
	Travée	6HA20 (fil) = 18.84			

La vérification après l'augmentation des sections de ferraillage

	Zone	As (cm^2)	Ms	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X-X	Appuis	18.84	512.37	191.1	**201.63**	5.47	**15**	C.V
	Travée	18.84	-260.03	38.3		3.28	**15**	C.V
Y-Y	Appuis	28.07	570.47	176.6		5.7	**15**	C.V
	Travée	18.84	-274.67	40.5		3.46	**15**	C.V

K. 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 à 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 : $\mathbf{M_S = P \times \frac{L}{2}} \Rightarrow M_S = 83987.84 \times \frac{28.20}{2} \Rightarrow \mathbf{M_S = 1184228.54\ KN.m}$

- P: (poids sismique de la structure + le poids du radier) avec la combinaison (G +ΨQ)
- L_x =28.20 m

Moment renversant : $\mathbf{M_R = \Sigma\ (F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 + ... + F_9 \times h_9)}$

- F : La Force sismique.
- h : la hauteur d'étage.

M_R = 228427.358 KN.m

Vérification :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3 \Rightarrow \frac{1184228.54}{228427.358} = 5.18 \geq 1.3 \Rightarrow \textbf{La condition est vérifiée.}$$

- **Sens YY :**

$\mathbf{M_S = P \times \frac{L}{2}} \Rightarrow M_S = 83987.84 \times \frac{17.60}{2} \Rightarrow \mathbf{M_S = 739092.992\ KN.m}$

- L_y =17.60 m

$\mathbf{M_R = \Sigma\ (F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 + ... + F_9 \times h_9)}$

- F : La Force sismique.
- h : la hauteur d'étage.

M_R =255108.62 KN.m

Vérification :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3 \Rightarrow \frac{739092.992}{255108.62} = 2.89 \geq 1.3 \Rightarrow \textbf{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

En résumé, l'étude géotechnique révèle que le bon sol se situe à une profondeur de 1,5 m, tandis que l'étude de génie civil prévoit une nervure d'une hauteur de 1,00 m. D'un point de vue économique, un terrassement général de 60 cm sur l'ensemble du terrain, avec une profondeur de 1,10 m incluant 1,00 m pour les nervures et 10 cm destinés au béton de propreté.

Le ferraillage retenu pour le radier est le suivant :

- **La dalle du radier (y compris les débords)**

Sens	Zone	Le ferraillage adoptée	Espacement St
Sens X-X	En travée (Lit supérieur)	6 HA 16 /ml	20 cm
	Aux appuis (Lit inférieur	6 HA12 /ml	
Sens Y-Y	En travée (Lit supérieur	6 HA14 /ml	
	Aux appuis (Lit inférieur)	6 HA 12 /ml	

- **Les nervures**

Sens	Zone	Le ferraillage adoptée
Sens des petites portées	Armatures supérieures (En travée)	6 HA 20 (fil) .
	Armatures inférieures (Aux appuis)	6 HA 20 (fil) + 6 HA 16 (chap).
Sens des grandes portées	Armatures supérieures (En travée)	6 HA 20 (fil) .
	Armatures inférieures (Aux appuis)	6 HA 20 (fil) + 6 HA 20 (chap).

- **Armatures de peau :**

2HA14 (Pour toutes les nervures).

- **Armature transversale : 4HA12**

Dans la zone nodale : St = 10cm

Dans la zone courante St = 20cm

CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce projet de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économique et sécuritaire, néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferraillage finaux nous avons exploré les différents éléments constituants un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude avec logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, que nous espérons poursuivre dans le futur proche de notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES ET REGLEMENT :

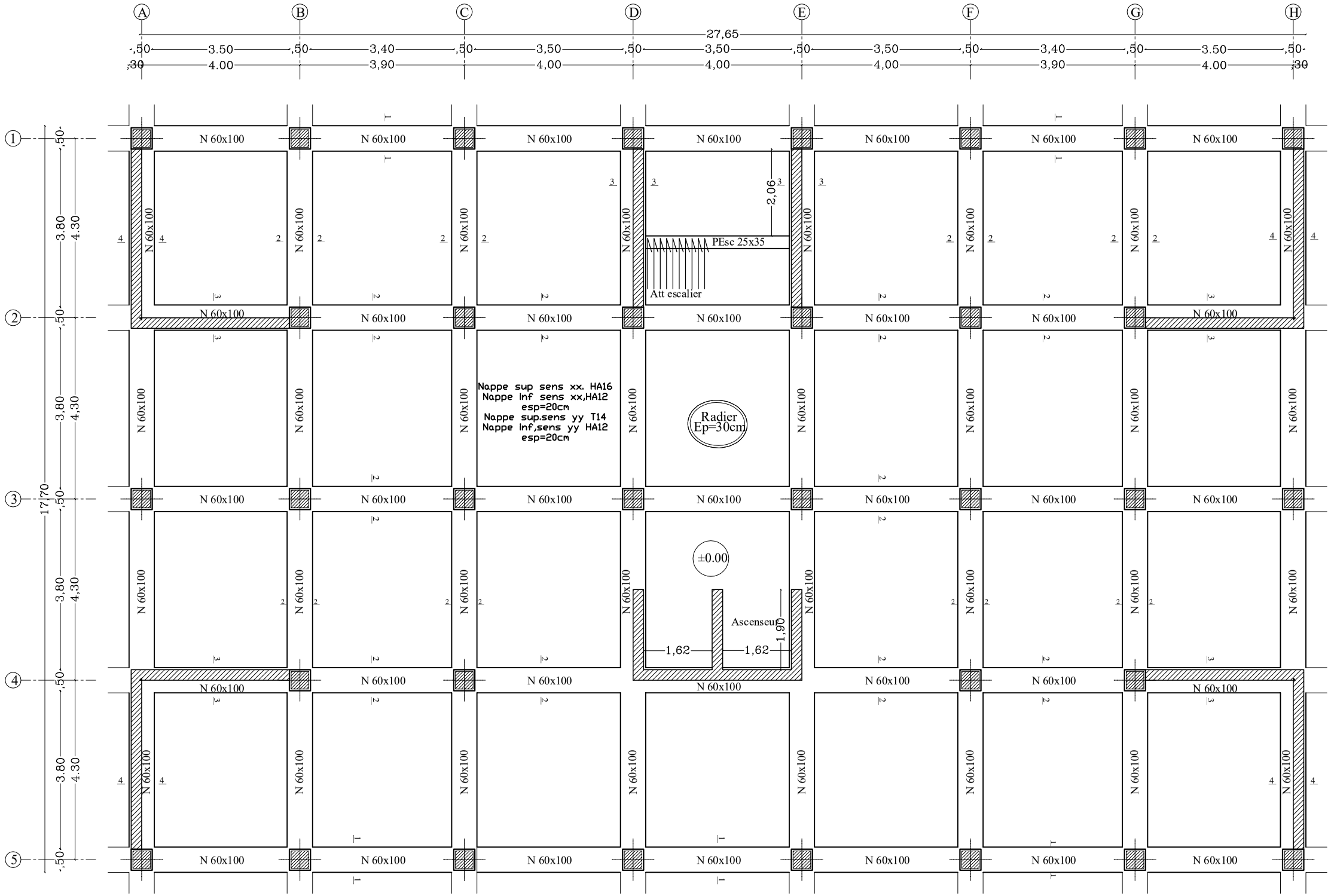
- Règlement parasismique algérien RPA 2024
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Calcul des ouvrages en béton armé « M.BELAZOUGUI ».
- Les abaques de PIGEAUD.
- Cours et TD (Béton, TMC et RDM, DDS, MDS).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours de ETABS (MR : BOUGHANI.A).

Logiciels utilisés :

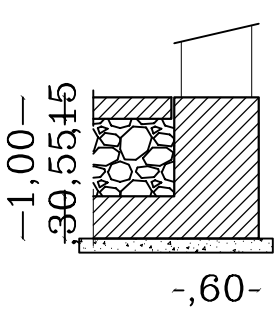
- Logiciel de modélisation ETABS V 9.6
- AUTOCAD 2016
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.
- Word 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016

Plans de coffrage
Et ferraillage

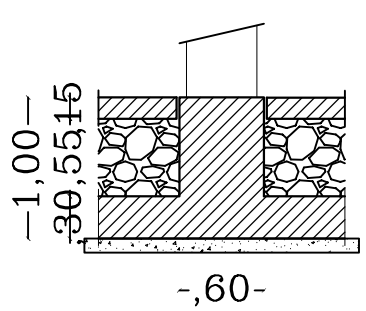
Coffrage Radier niv ±0.00 Ech;1/100



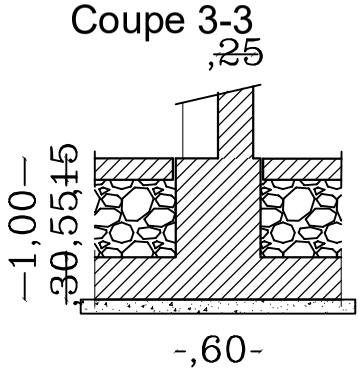
Coupe 1-1



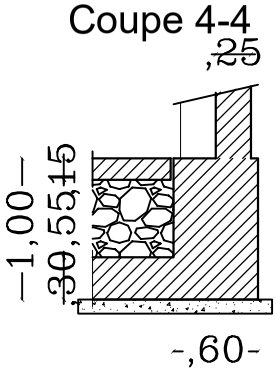
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

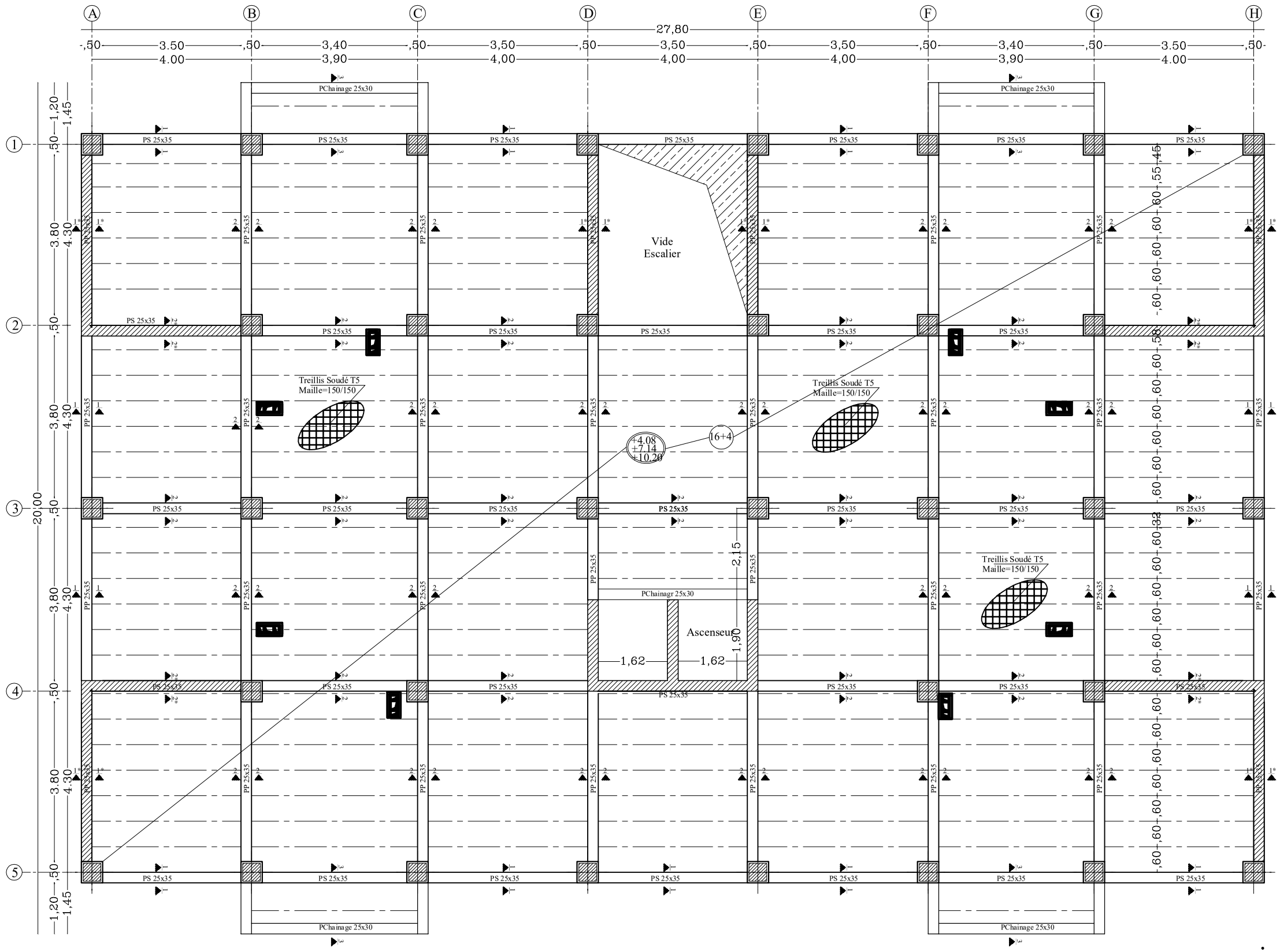
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi
DIRIGER PAR:
Mr: DEHMOUS . H

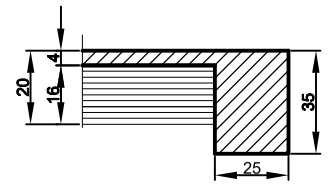
*Plan de Coffrage Radier
*Coupe

Echelle:1/100,1/50

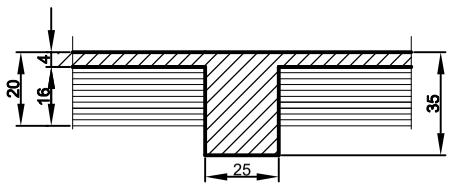
Promotion: 2024-2025



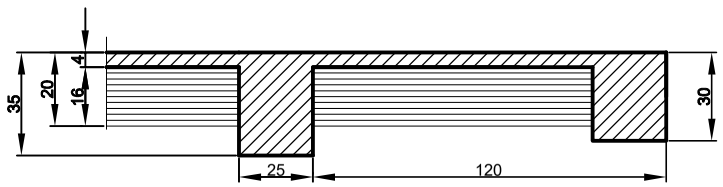
Coffrage Plancher niv +4.08 ,+7.14 et 10.20m Ech;1/100



Coupe 1-1

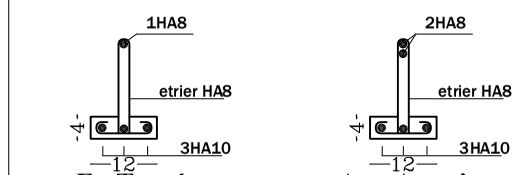


Coupe 2-2



Coupe 3-3

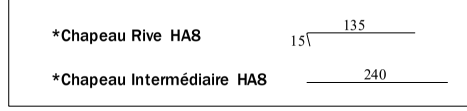
Ferraillage des Poutrelle du plancher



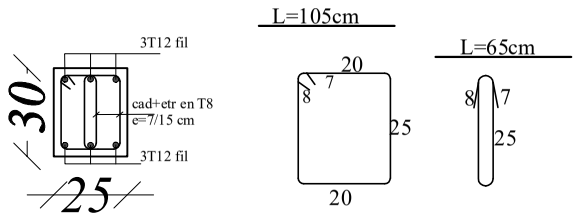
En Travée **Aux Appuis**

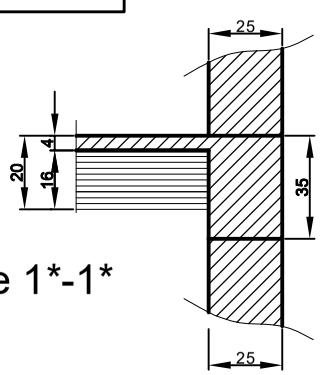
*Chapeau Rive HA8

*Chapeau Intermédiaire HA8

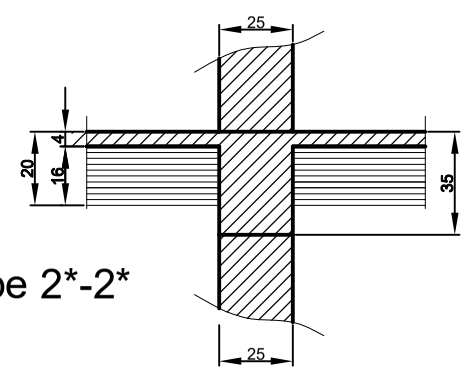


Ferraillage Poutre de Chainage 25x30





Coupe 1*-1*



Coupe 2*-2*

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi

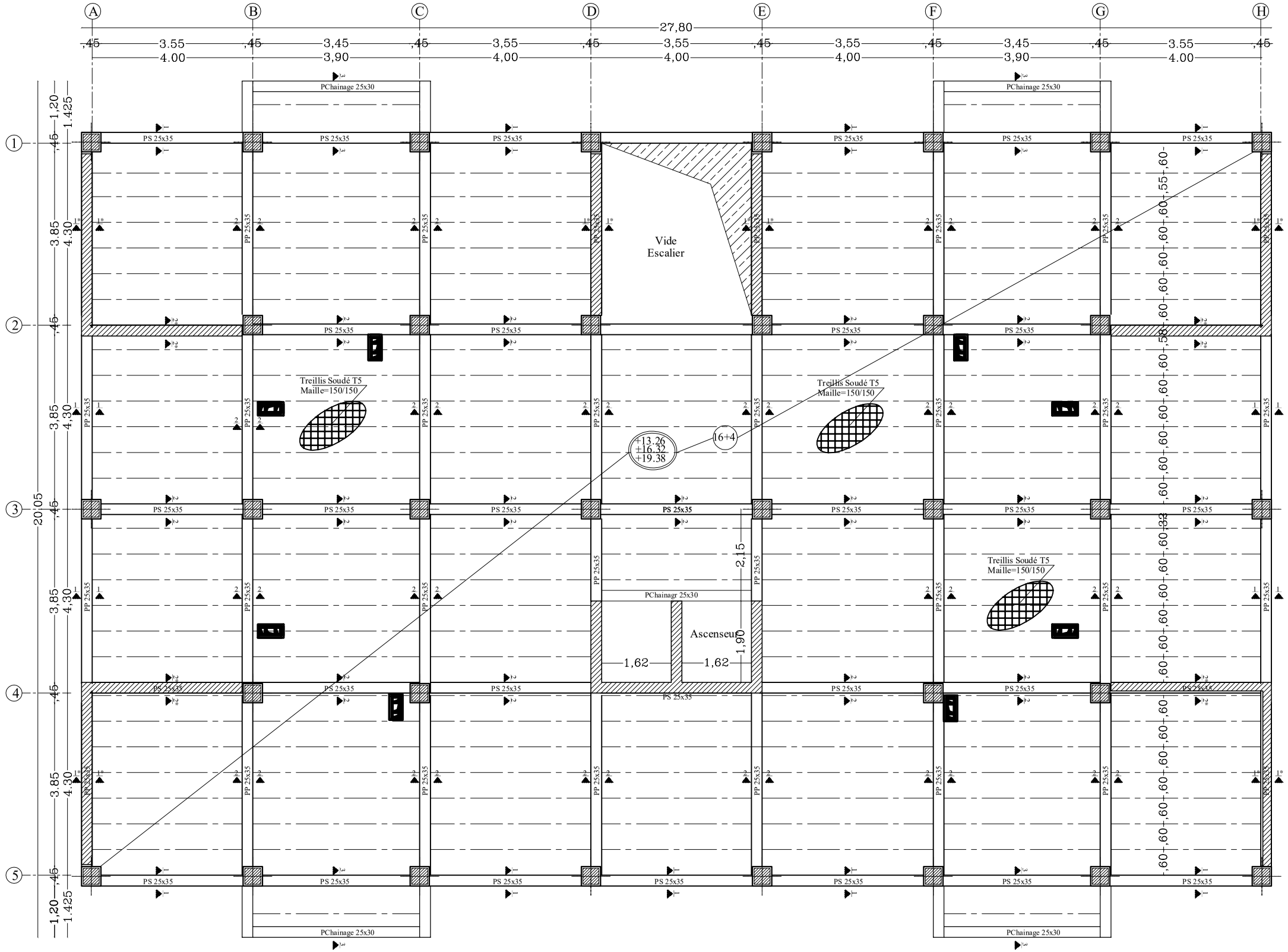
DIRIGER PAR:
Mr: DEHMOUS .H

***Plan de Coffrage Plancher +4.08,7.14 et 10.20m**

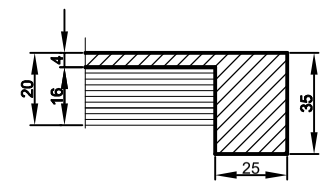
***Coupe**

Echelle:1/100,1/25

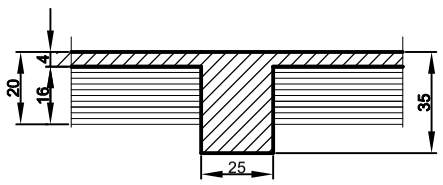
Promotion: 2024-2025



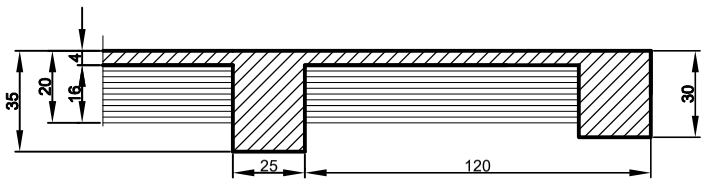
Coffrage Plancher niv +13.26 ,+16.32 et 19.38m Ech;1/100



Coupe 1-1

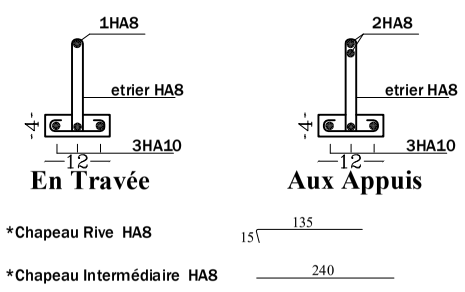


Coupe 2-2

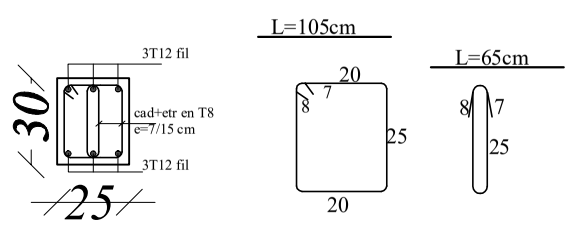


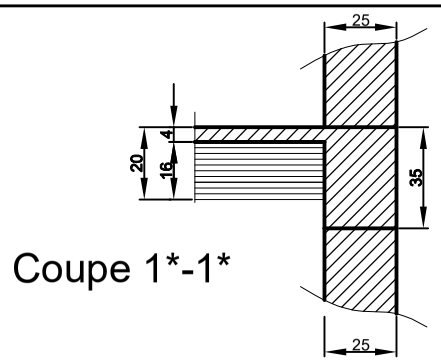
Coupe 3-3

Ferraillage des Poutrelle du plancher

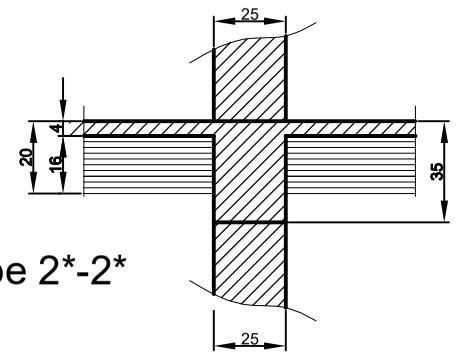


Ferraillage Poutre de Chainage 25x30





Coupe 1*-1*



Coupe 2*-2*

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi

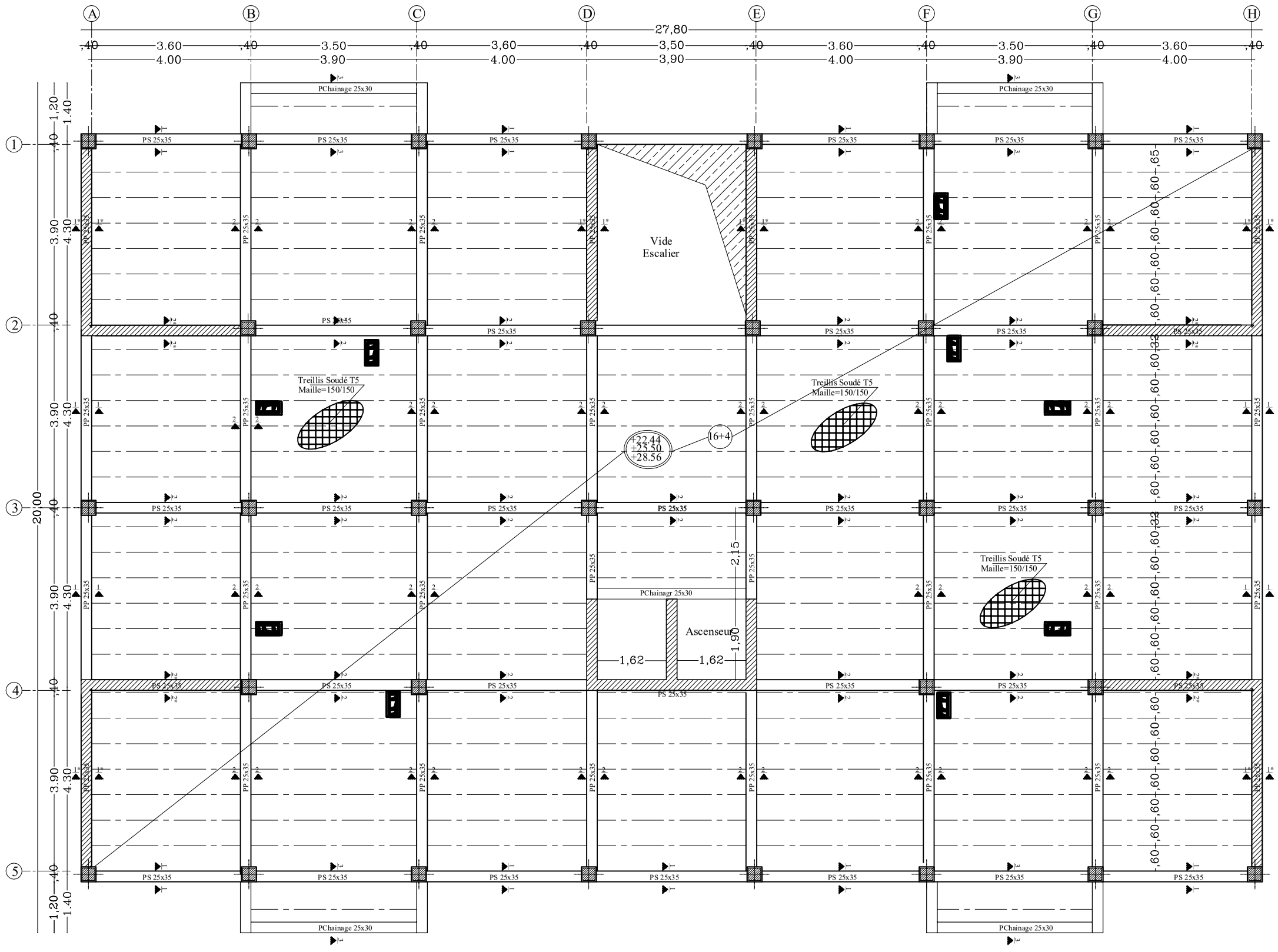
DIRIGER PAR:
Mr: DEHMOUS . H

*Plan de Coffrage Plancher +13.26,16.32 et 19.38m

*Coupe

Echelle:1/100,1/25

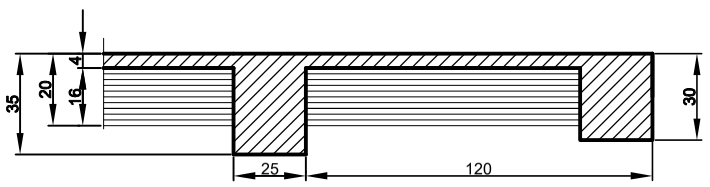
Promotion: 2024-2025



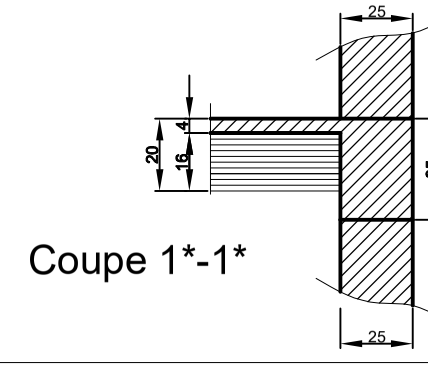
Coffrage Plancher niv +22.44 ,+25.50 et 28.56m Ech;1/100

Coupe 1-1

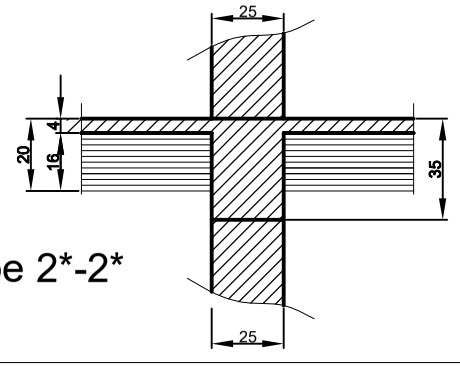
Coupe 2-2



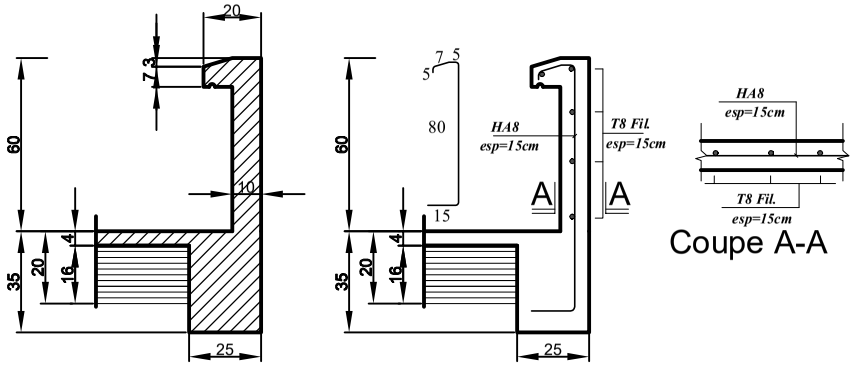
Coupe 3-3



Coupe 1*-1*



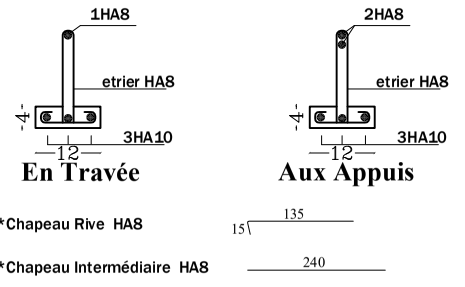
Coupe 2*-2*



Coupe acrotère niv+28.56m

Coupe A-A

Ferraillage des Poutrelle du plancher



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi

DIRIGER PAR:
Mr: DEHMOUS . H

***Plan de Coffrage Plancher +22.44,25.50 et 28.56m**

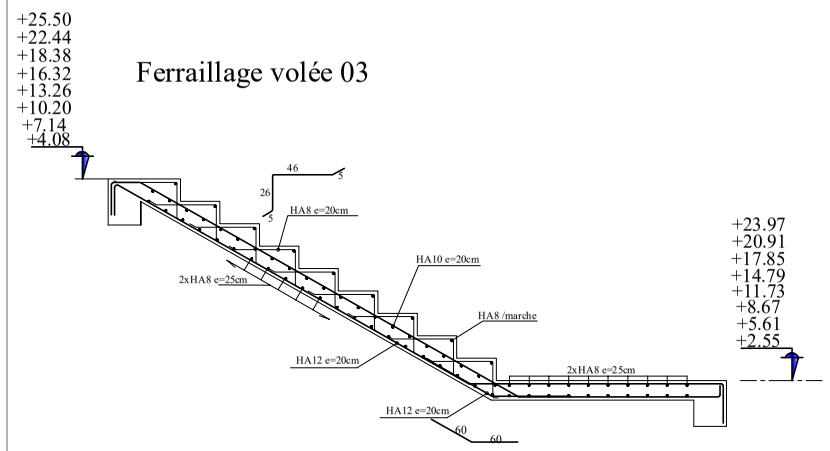
***Coupe**

Echelle:1/100,1/25

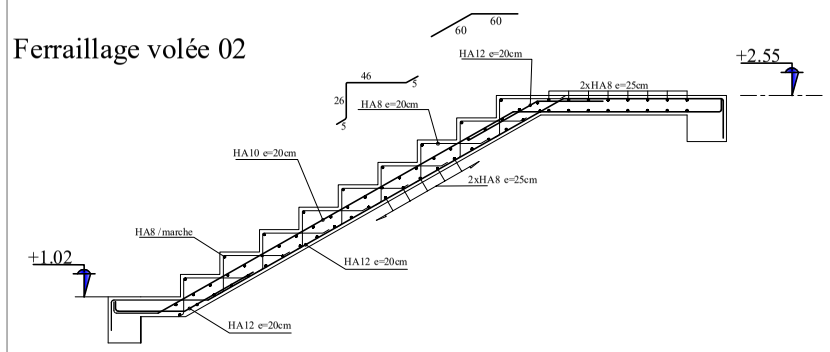
Promotion: 2024-2025

FERRAILLAGE DES ESCALIER

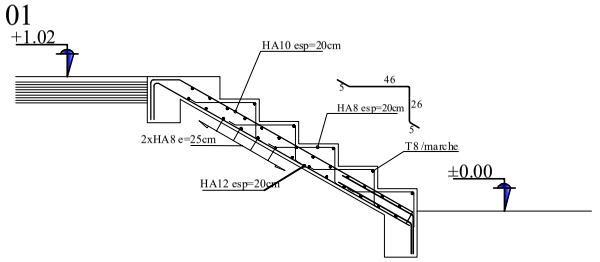
Ferraillage volée 03



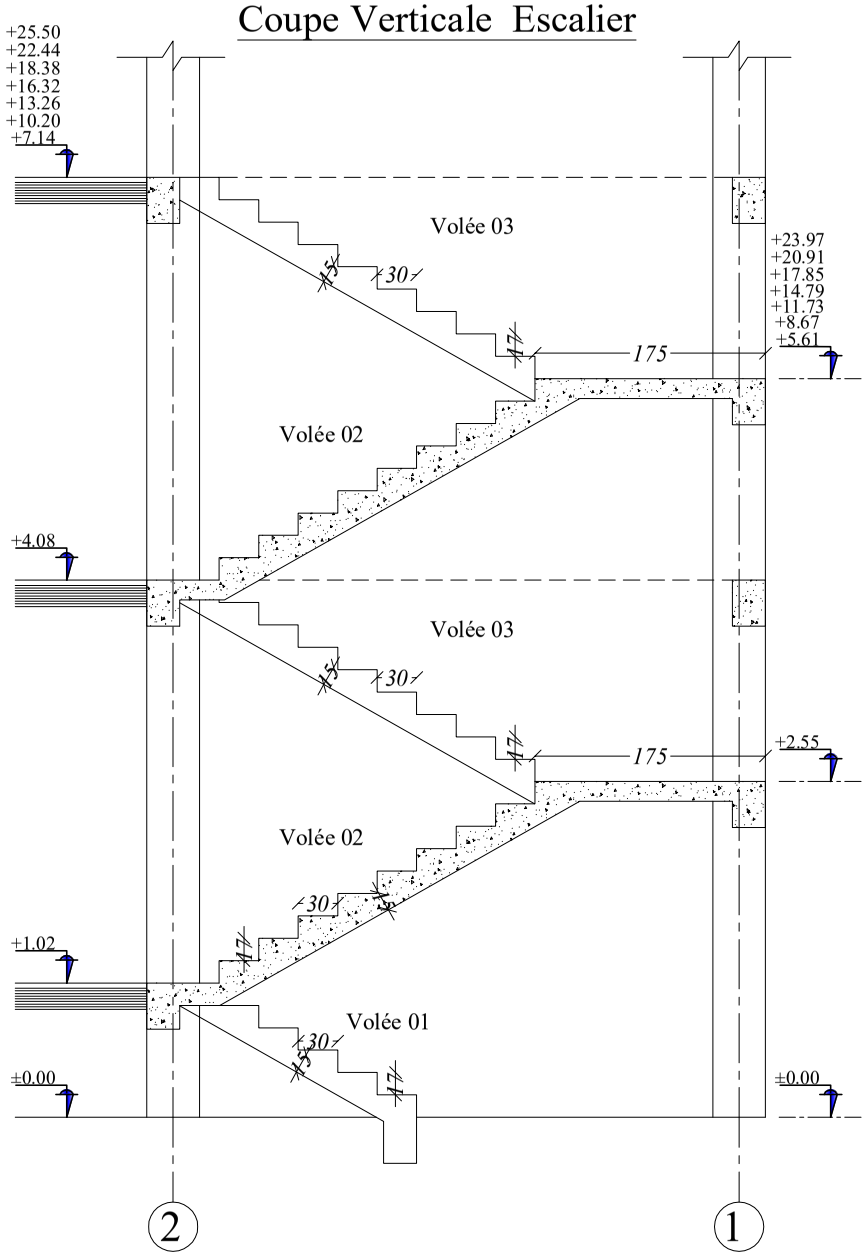
Ferraillage volée 02



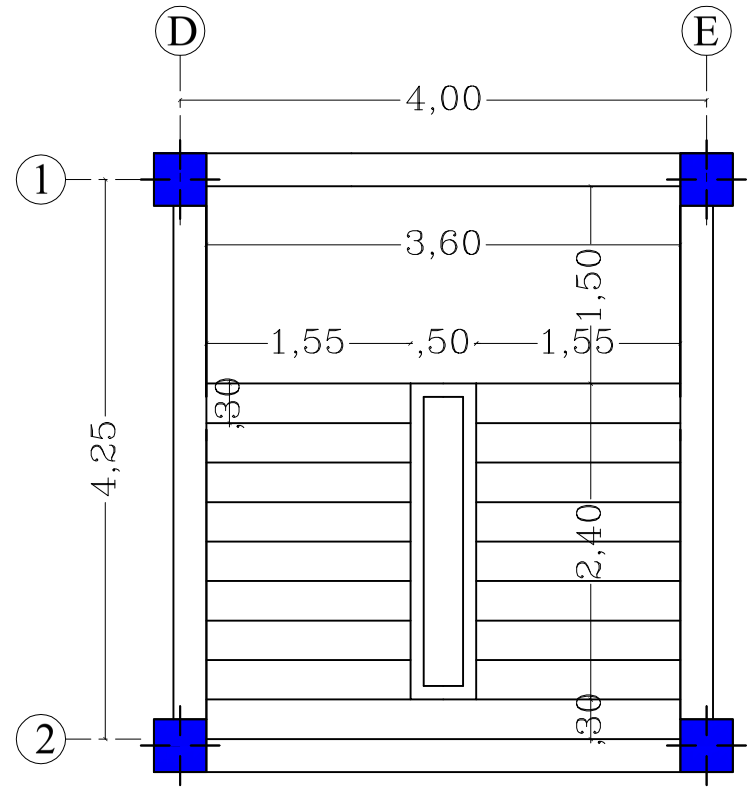
Ferraillage volée 01



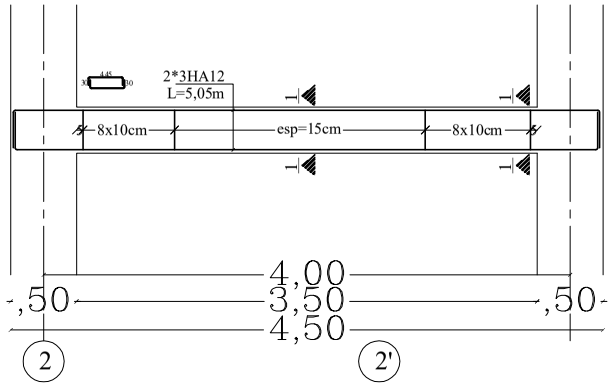
Coupe Verticale Escalier



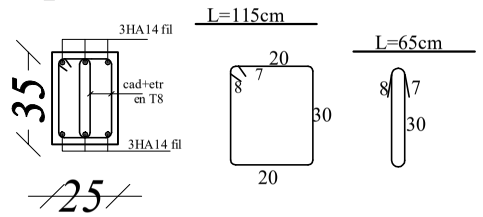
VUE EN PLAN ESCALIER



FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr: SI HADJ MOHAND Hanafi

DIRIGER PAR:
Mr: DEHMOUS . H

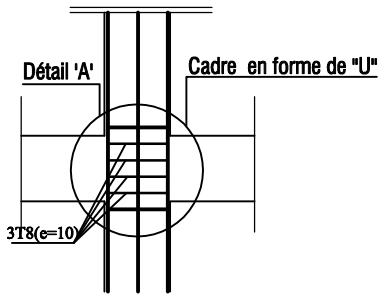
* Ferraillage Escalier
*Vue en Plan Escalier
*Ferraillage de la poutre paliere
*Coupe

Echelle:1/50 .1/25

Promotion: 2024-2025

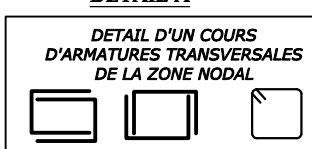
Ferraillage des Poteaux

Détail des barres altèrnées



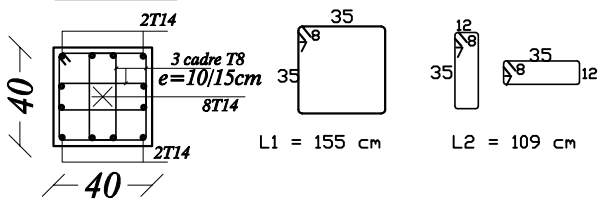
DETAIL A

DETAIL D'UN COURS D'ARMATURES TRANSVERSALES DE LA ZONE NODAL

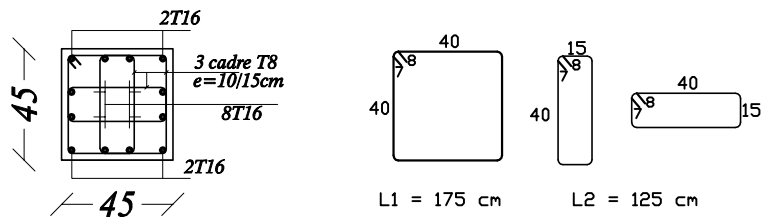


2U superposés(avec alèrnance dans l'orientation) ou cadre ordinaire

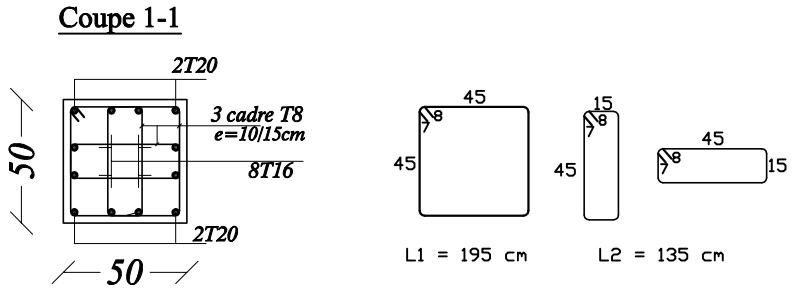
Coupe 3-3



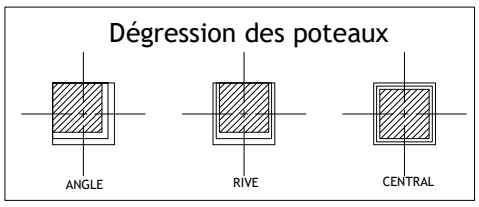
Coupe 2-2

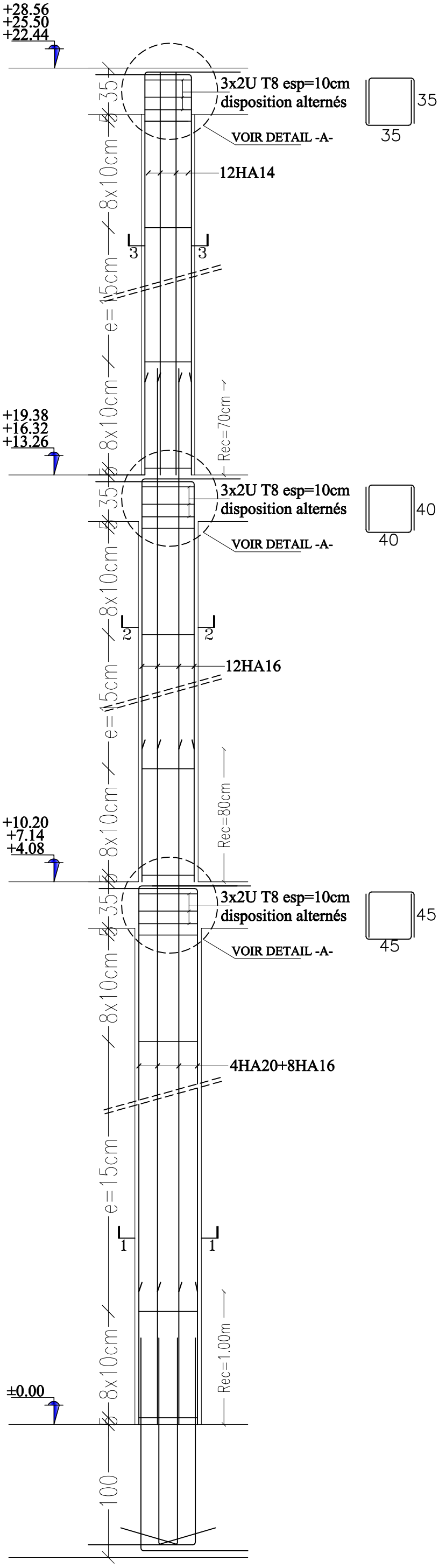


Coupe 1-1



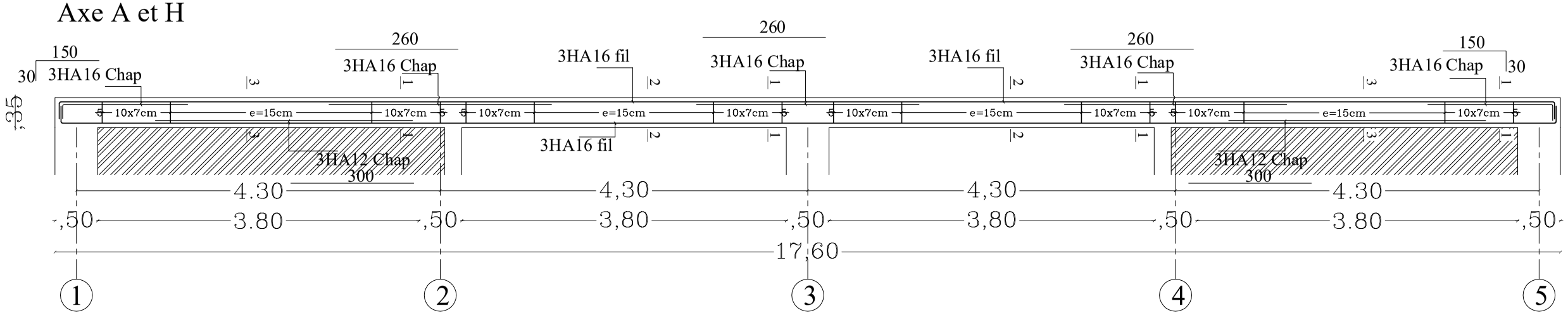
Dégression des poteaux



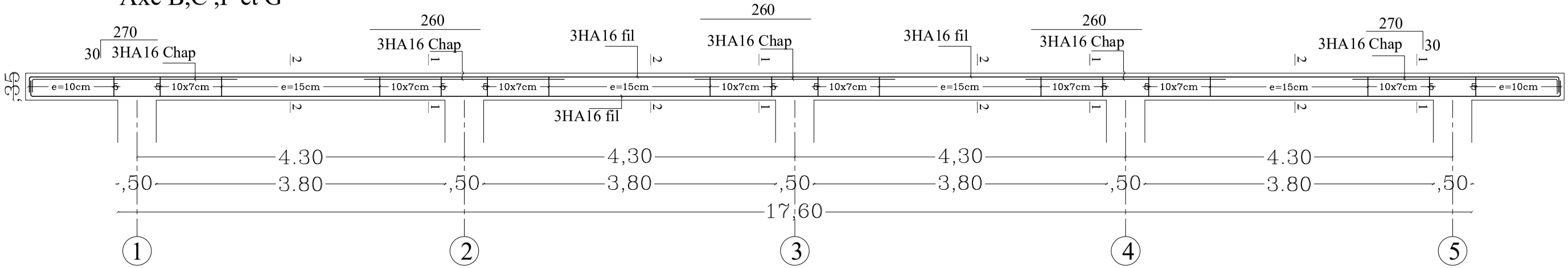


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi *DIRIGER PAR:* Mr: DEHMOUS . H	*Plan Ferraillage des Poteaux *Coupe *Detail
	Echelle:1/25
Promotion: 2024-2025	

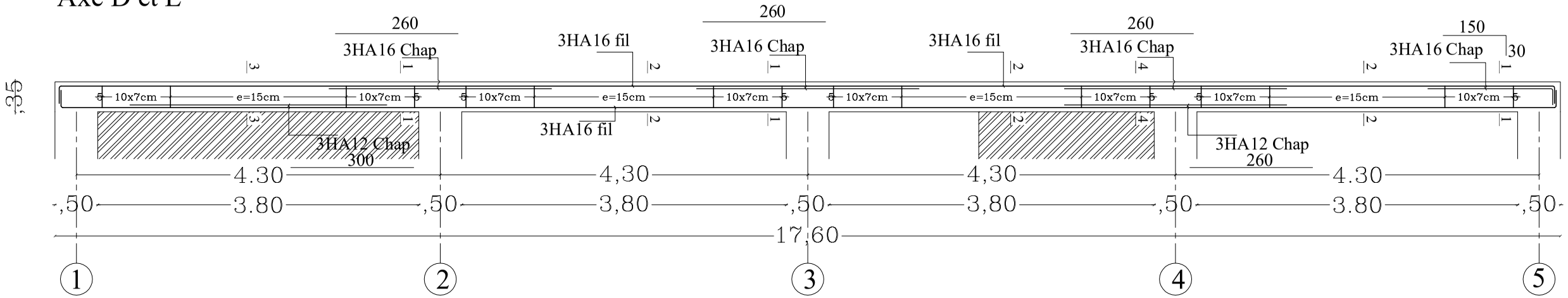
Ferraillage Poutre Principale (25x35cm) sens y-y
Axe A et H



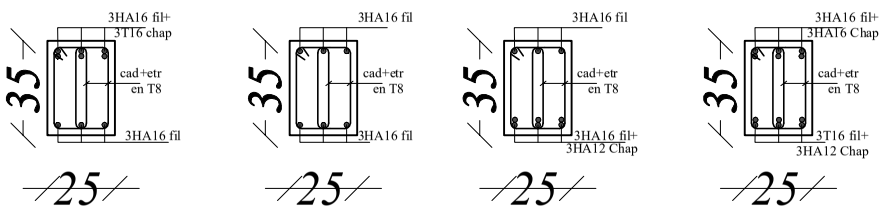
Ferraillage Poutre Principale (25x35cm) sens y-y
Axe B,C ,F et G

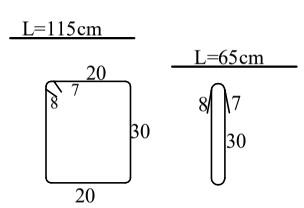


Ferraillage Poutre Principale (25x35cm) sens y-y
Axe D et E



coupe 1-1 coupe 2-2 coupe 3-3 coupe 4-4

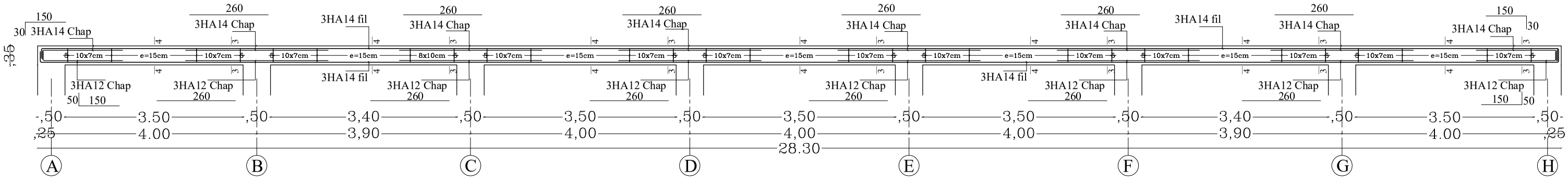




REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi *DIRIGER PAR:* Mr:DEHMOUS . H	*Plan Poutre Principale 25*35cm *Coupe *Echelle:1/100,1/50*
Promotion: 2024-2025	

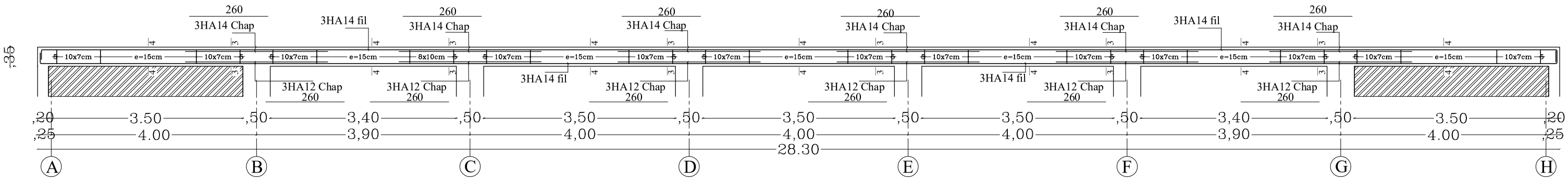
Ferraillage Poutres Secondaire (25x35cm) sens x-x

Axe 1,3 et 5



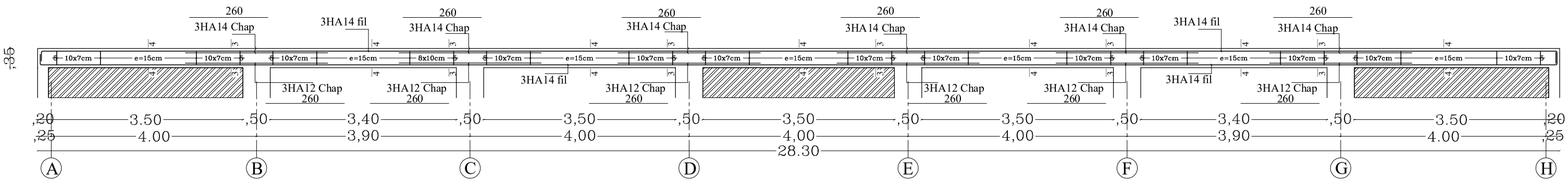
Ferraillage Poutres Secondaire (25x35cm) sens x-x

Axe 2

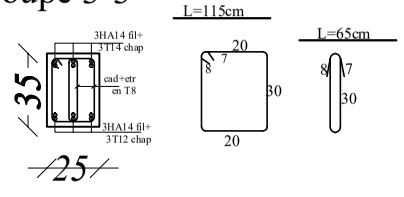


Ferraillage Poutres Secondaire (25x35cm) sens x-x

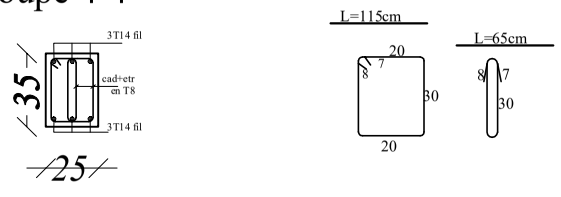
Axe 4



coupe 3-3



coupe 4-4



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi

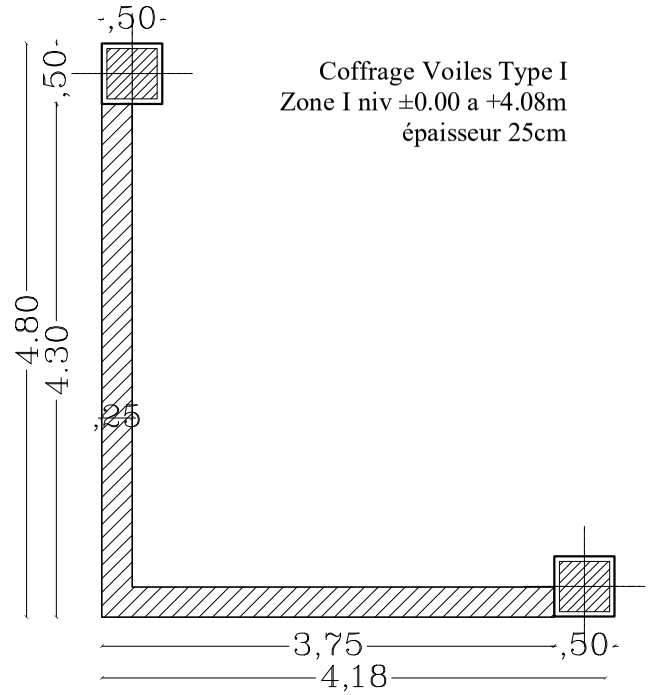
DIRIGER PAR:
Mr:DEHMOUS . H

***Plan Poutre Secondaire 25*35cm**
***Coupe**

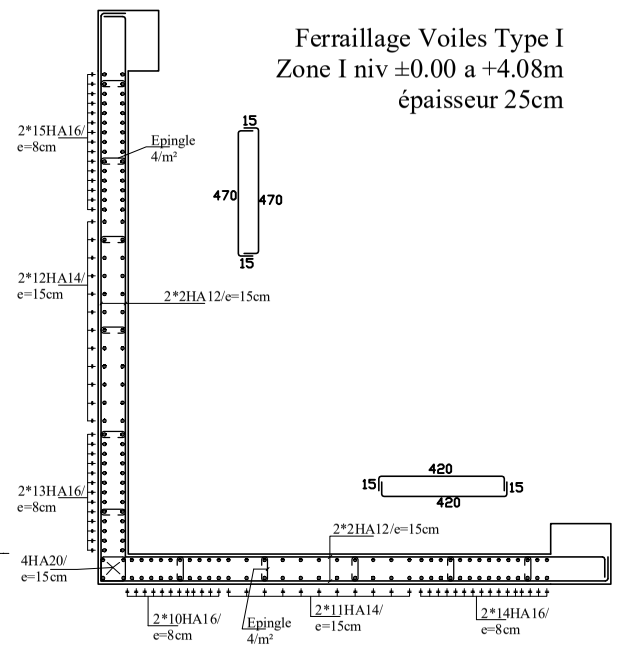
Echelle:1/50,1/25

Promotion: 2024-2025

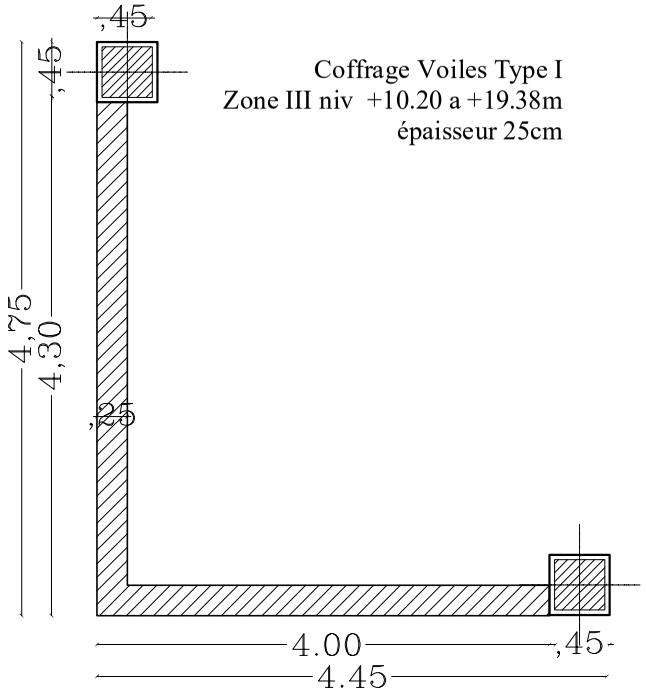
Coffrage Voiles Type I
Zone I niv ±0.00 a +4.08m
épaisseur 25cm



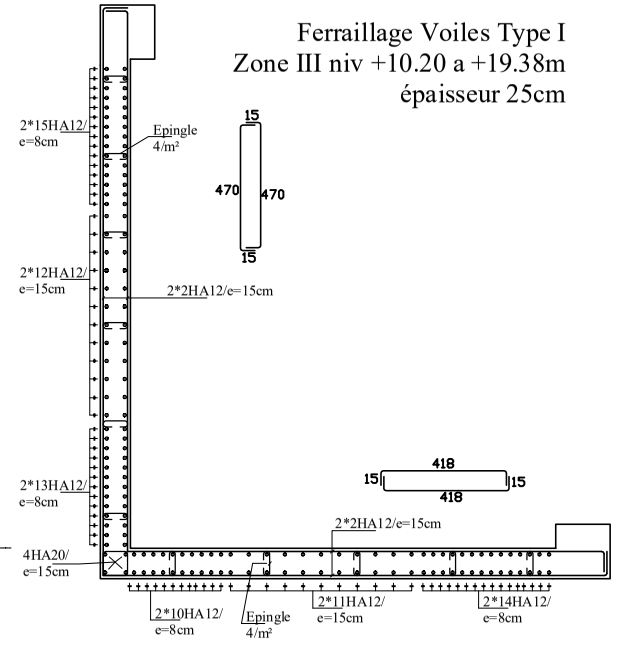
Ferraillage Voiles Type I
Zone I niv ±0.00 a +4.08m
épaisseur 25cm



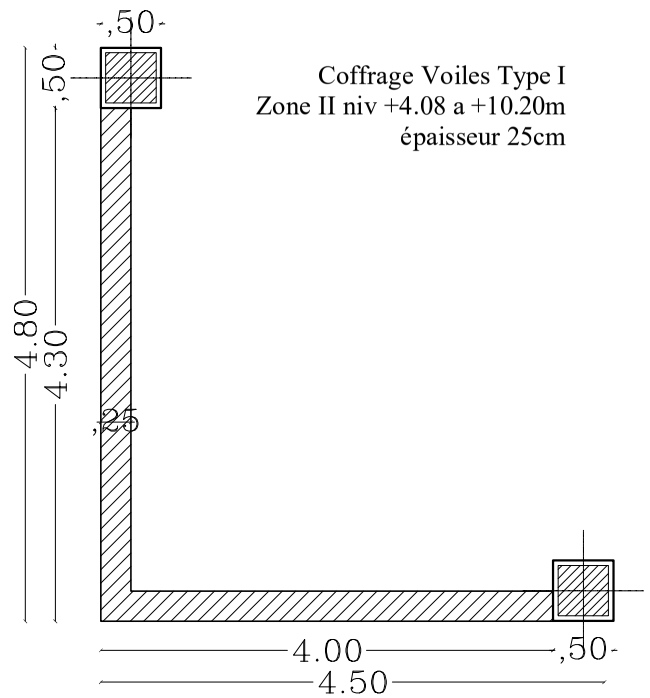
Coffrage Voiles Type I
Zone III niv +10.20 a +19.38m
épaisseur 25cm



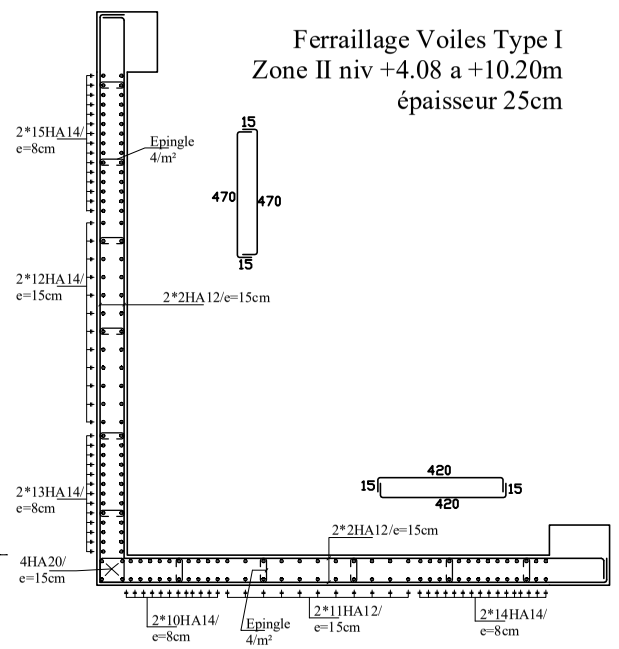
Ferraillage Voiles Type I
Zone III niv +10.20 a +19.38m
épaisseur 25cm



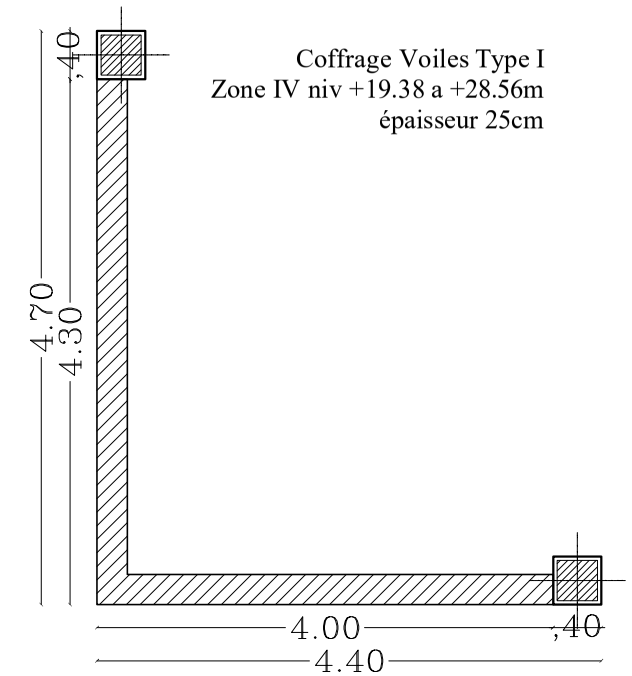
Coffrage Voiles Type I
Zone II niv +4.08 a +10.20m
épaisseur 25cm



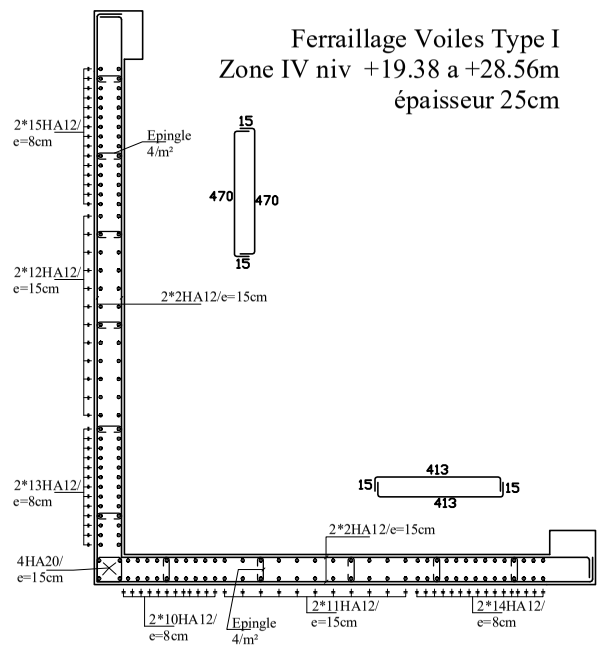
Ferraillage Voiles Type I
Zone II niv +4.08 a +10.20m
épaisseur 25cm



Coffrage Voiles Type I
Zone IV niv +19.38 a +28.56m
épaisseur 25cm



Ferraillage Voiles Type I
Zone IV niv +19.38 a +28.56m
épaisseur 25cm



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

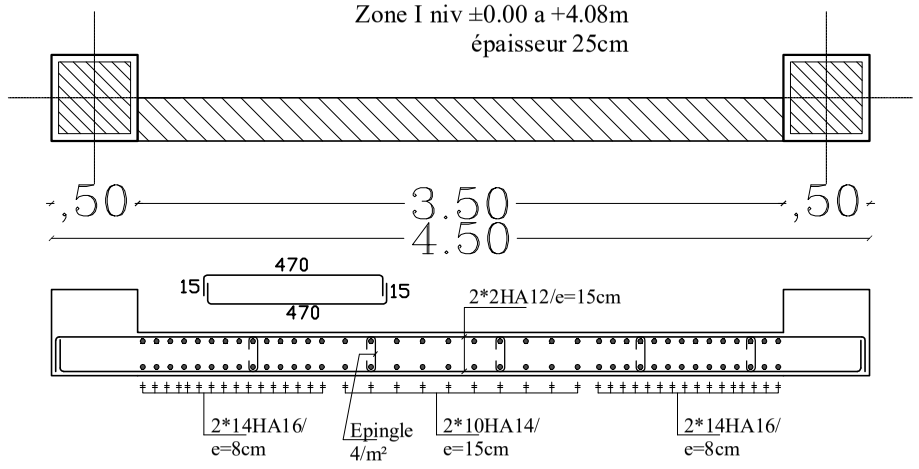
ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi
DIRIGER PAR:
Mr:DEHMOUS . H

***Coffrage /Ferraillage voiles Type I**

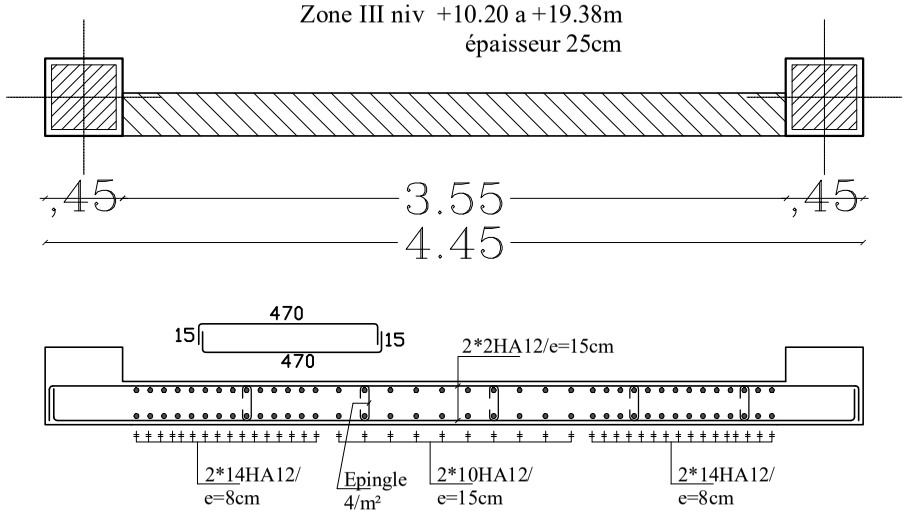
Echelle:1/25

Promotion: 2024-2025

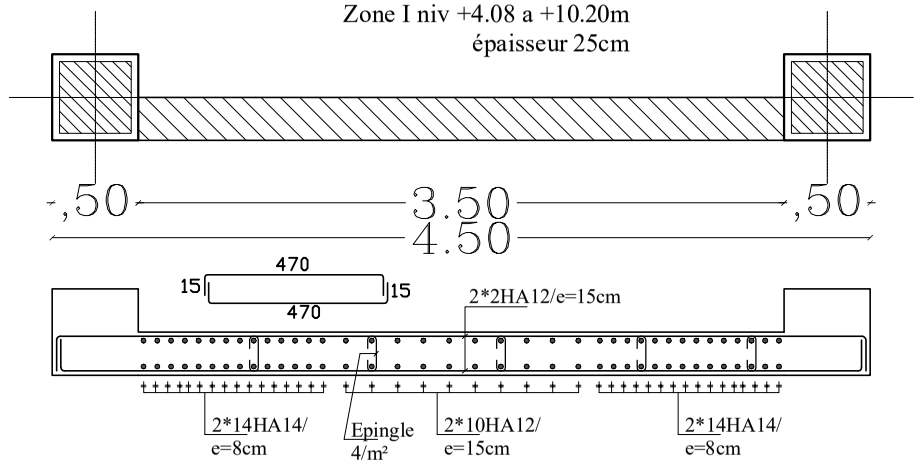
Coffrage /Ferraillage Voiles Type II
Zone I niv ±0.00 a +4.08m
épaisseur 25cm



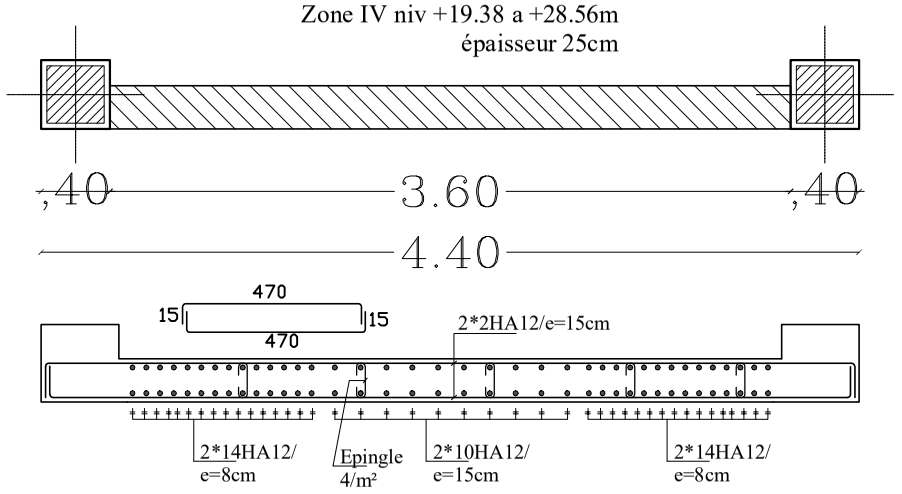
Coffrage /Ferraillage Voiles Type II
Zone III niv +10.20 a +19.38m
épaisseur 25cm



Coffrage /Ferraillage Voiles Type II
Zone I niv +4.08 a +10.20m
épaisseur 25cm



Coffrage/ Ferraillage Voiles Type II
Zone IV niv +19.38 a +28.56m
épaisseur 25cm



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi

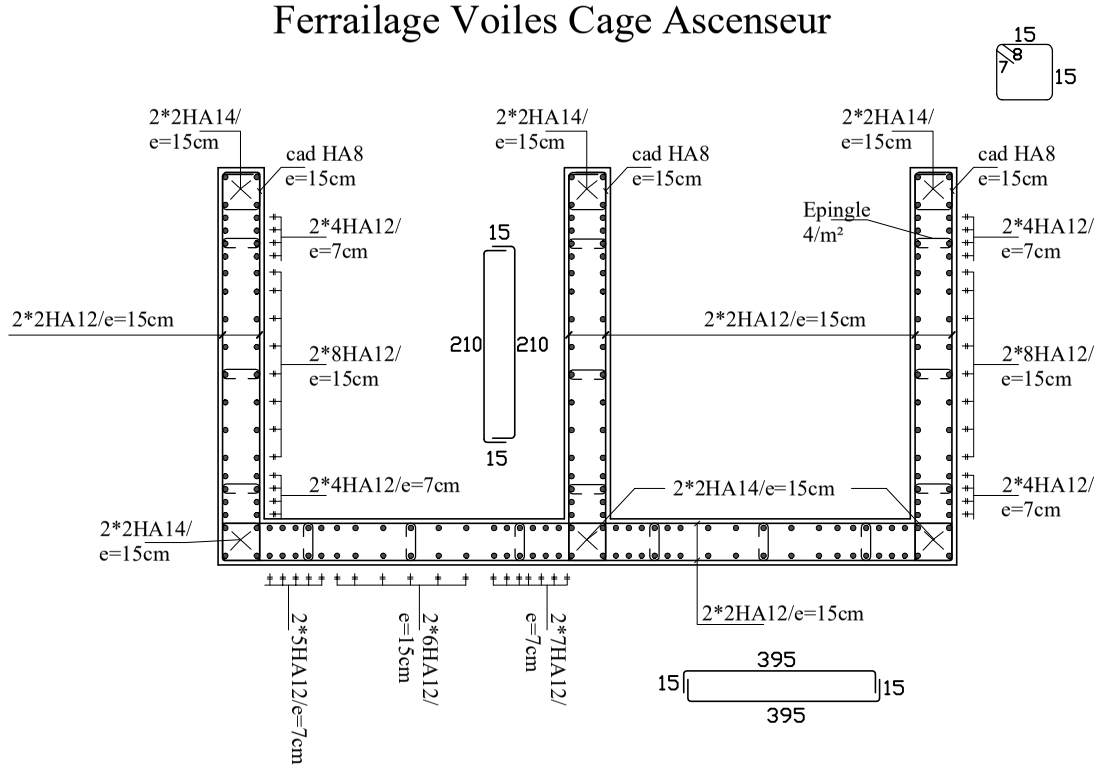
DIRIGER PAR:
Mr:DEHMOUS . H

***Coffrage /Ferraillage voiles Type II**

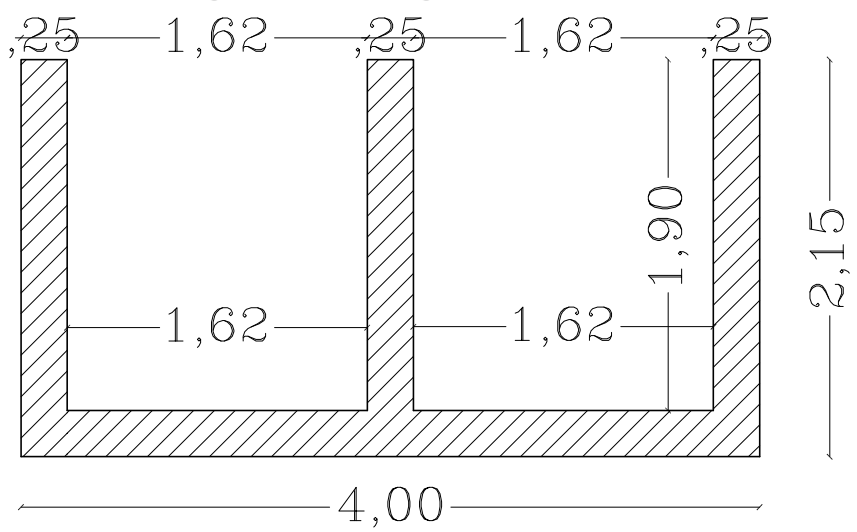
Echelle:1/25

Promotion: 2024-2025

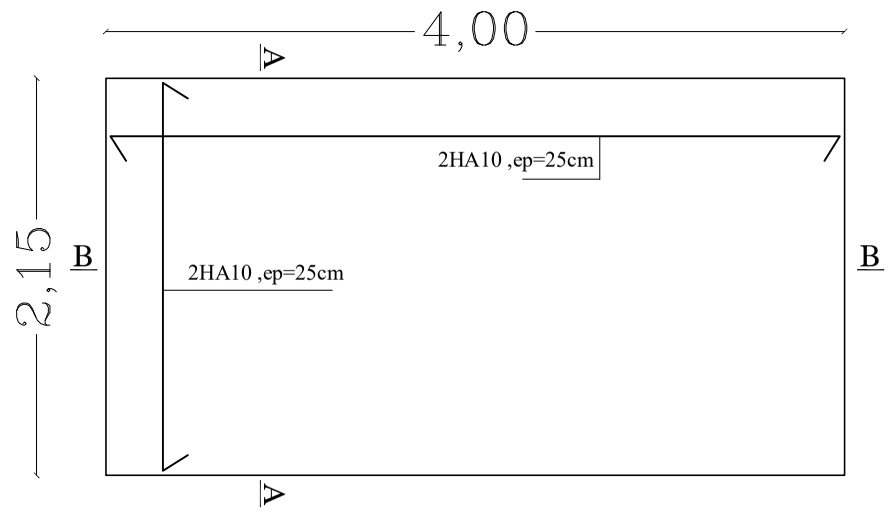
Ferrailage Voiles Cage Ascenseur



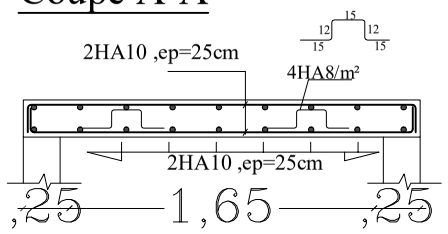
Coffrage Voiles Cage Ascenseur



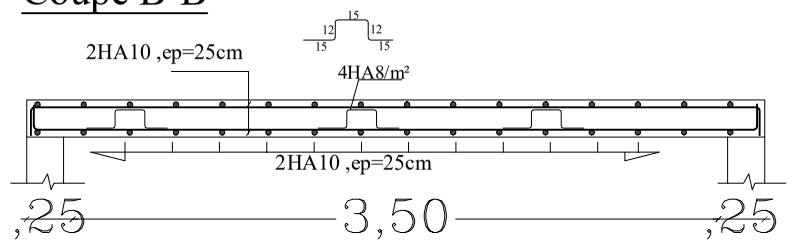
Ferraillage dalle Salle machine



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi

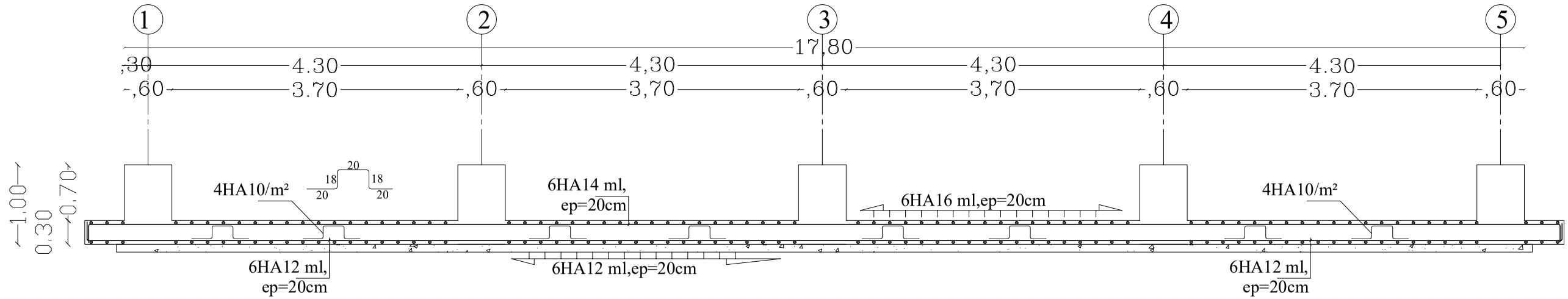
DIRIGER PAR:
Mr:DEHMOUS . H

***Plan Ferraillage Dalle Salle Machine / coupe .**
***Plan Coffrage / Ferraillage Voiles Ascenseur**

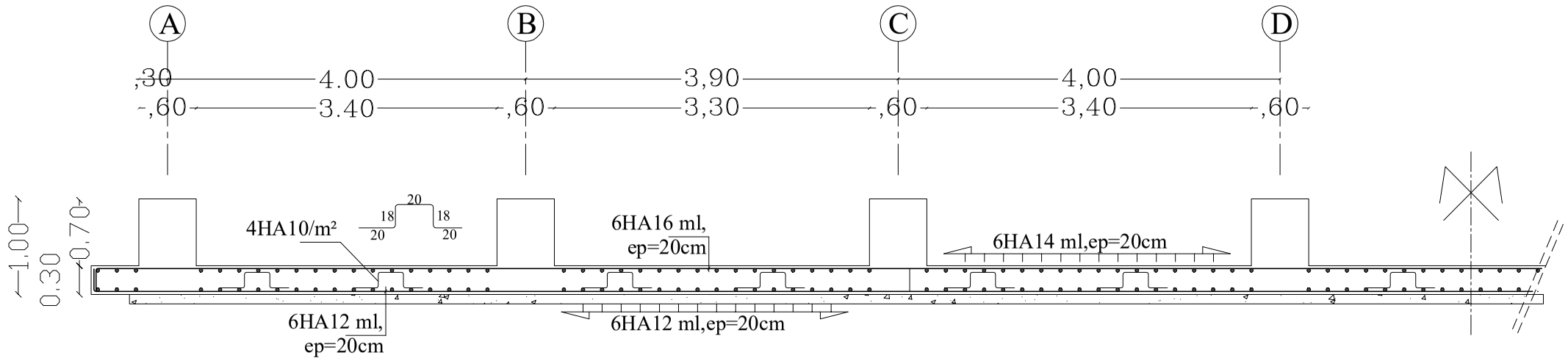
Echelle:,1/25

Promotion: 2024-2025

Ferraillage dalle du Radier sens y-y niv ±0.00 Ech;1/50



Ferraillage dalle du Radier sens x-x niv ±0.00 Ech;1/50



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

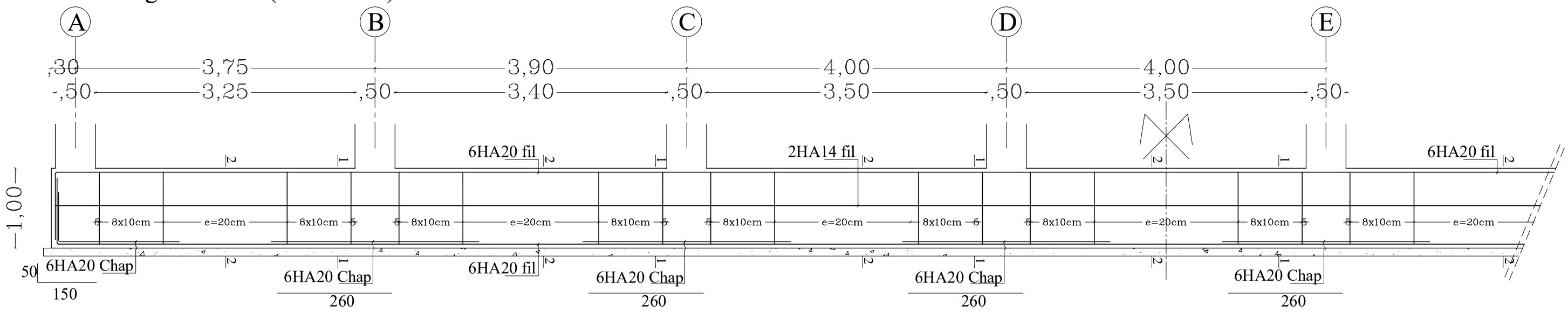
ETUDIER PAR:
Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi
DIRIGER PAR:
Mr: DEHMOUS . H

***Plan de Ferraillage Radier sens X-X et Y-Y**

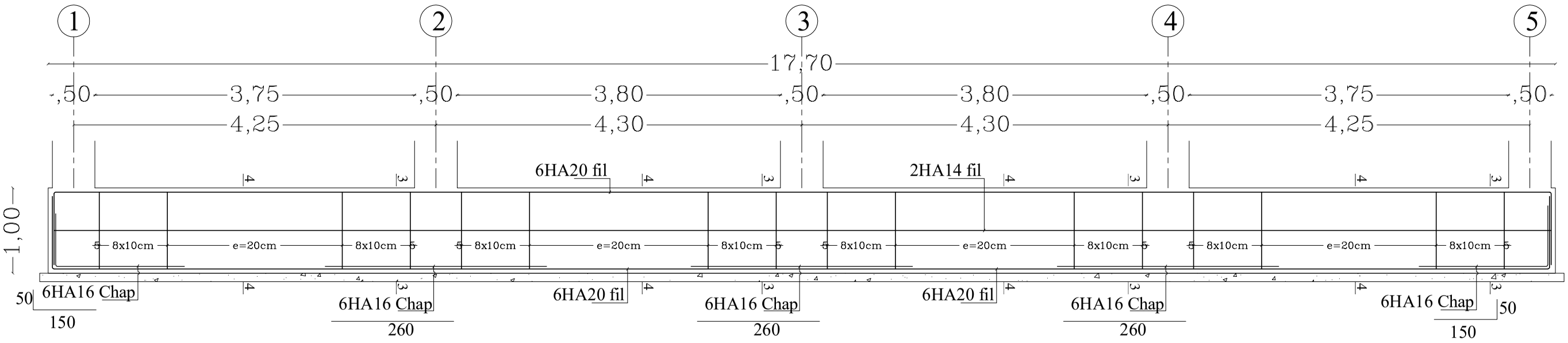
Echelle:1/50

Promotion: 2024-2025

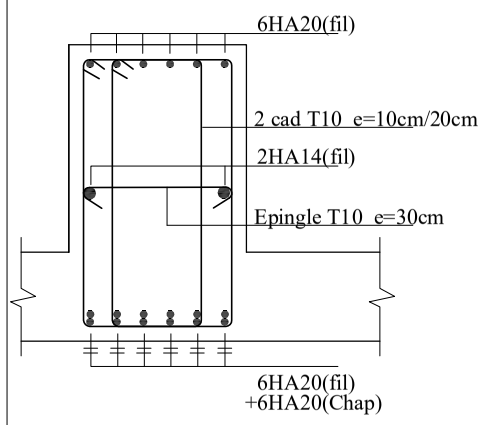
Ferraillage Nervure (60x100cm) sens x-x



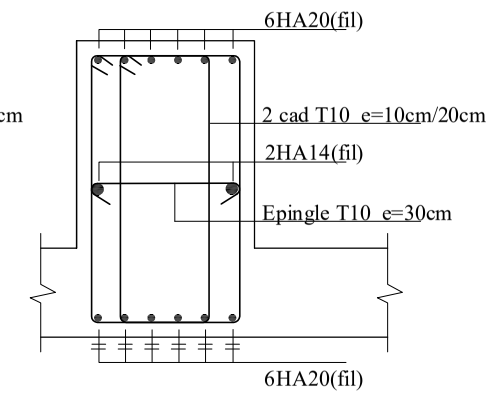
Ferraillage Nervure (60x100cm) sens y-y



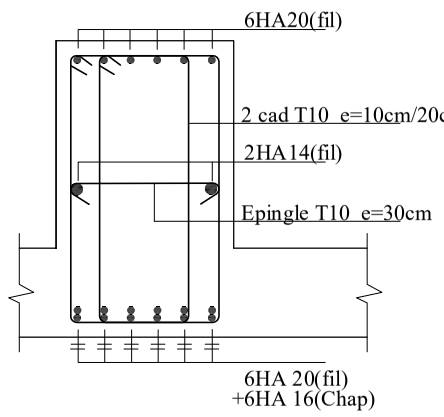
COUPE 1-1



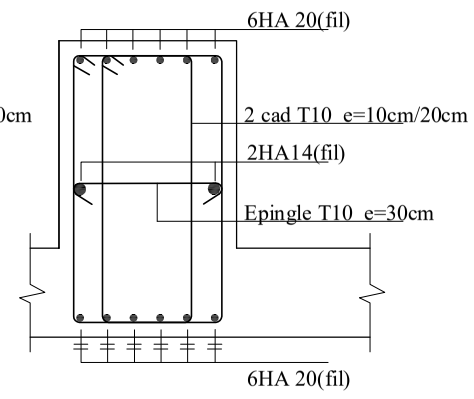
COUPE 2-2

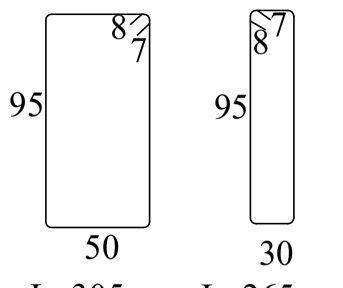


COUPE 3-3



COUPE 4-4





REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: Mr:SI HADJ MOHAND Hanafi *DIRIGER PAR:* Mr: DEHMOUS . H	*Plan Ferraillage des Nervure 60x100cm *Coupe
	Echelle:1/50,1/25
Promotion: 2024-2025	