

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment R+5+E.Sol à usage d'habitation et commercial
Contreventé par voiles porteurs.



Réalisé par :

- Mlle ALLALA Baya
- Mlle AMMI Meliza

Dirigé par :

M^{me} ARAB

Promotion : 2020/2021

REMERCIEMENTS

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice **M^{me} ARAB**, pour son aide, sa patience, ses précieux conseils et de plus à sa disponibilité durant toute la période de notre projet.*

Notre parfaite considération à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel du département de génie civil.

Nous tenons à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin.

Nos sincères salutations aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

*A ma précieuse maman **Chabha**, quoi que je dise ou que je fasse, je ne saurai point te remercier comme il faut, c'est grâce à ta bienveillance, ton amour et ta présence que j'ai pu affronter les obstacles de la vie.*

*A mon cher père **Messaoud**, pour l'effort que tu as suscité en moi, par ta rigueur et toutes ces années de sacrifice, tu es ma fierté.*

*Au meilleur grand-père sur terre **Larbi**, ceci est ma profonde gratitude pour ton amour éternel, que ce mémoire soit le meilleur cadeau que je puisse t'offrir.*

*A ma chère grand-mère **Baya**, pour ton amour et ta présence.*

*A mes petites sœurs adorées **Sultana** et **Yasmina**, vous êtes la lumière qui illumine mes journées les plus sombres, vous êtes mes plus chers cadeaux et mon bonheur.*

*A mon amie et binôme **Meliza**, pour ton amitié et tous les moments de joie qu'on a partagé ensemble, ainsi que toute ta famille.*

Baya Allala

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

*A ma chère mère **Ouiza**, pour son amour, ses sacrifices, sa tendresse et ses prières tout au long de mes études.*

*A mon cher père **Ferhat**, pour son soutien, son affection et la confiance qu'il m'a accordée.*

*A mes chers frères, **Sofiane, Hamid, Hakim et Zakaria**, pour leur appui et encouragement, ainsi que toutes leurs petites familles.*

*A mes chères sœurs, **Hakima, Djazira, Kahina et Katia**, pour leurs encouragements permanents et leur soutien moral, ainsi que toutes leurs petites familles.*

*A mon fiancé **Hakim**, pour son amour et d'avoir été toujours là pour moi, ainsi que toute sa famille en particulier ses sœurs **Souhila et Hayet**.*

*A ma meilleure amie et binôme **Baya**, ainsi que toute sa famille, ravie de t'avoir connue.*

*A mes chères tantes **Nora et Houria** et sa petite famille.*

*A **Nna Fatima** et sa famille.*

Meliza Ammi

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 9

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- L'acrotère 20

- Plancher 25

- Escaliers 36

- Poutre palière 45

- Poutre de chaînage 51

Chapitre IV : Modélisation 57

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA 71

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Les poteaux 81

- Les poutres 88

- Les voiles 94

Chapitre VII : Etude du mur plaque 102

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 106

Conclusion

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

Figure	Page
Chapitre I	
Figure I.1 : Diagramme de contrainte - déformation du béton à l'ELU.	5
Figure I.2 : Diagramme des contraintes à l'ELS.	6
Figure I.3 : Diagramme de contrainte - déformation de l'acier.	7
Chapitre II	
Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.	9
Figure II.2 : Dimensionnement des poutres.	11
Figure II.3 : Coupe du voile en plan.	11
Figure II.4 : Coupe du voile en élévation.	11
Figure II.5 : Coupe du plancher terrasse inaccessible.	13
Figure II.6 : Composition du plancher étage courant.	13
Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur.	14
Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.	14
Figure II.9 : Localisation du poteau le plus sollicité.	15
Chapitre III	
L'acrotère	
Figure III.1 : Coupe de l'acrotère.	20
Figure III.2 : Diagramme des efforts internes.	20
Figure III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	21
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.	24
Plancher	
Figure III.5 : Coupe transversale de la poutrelle.	25
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle de compression.	26
Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle.	26
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.	29
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	30
Figure III.10 : Ferrailage du plancher.	35
Escalier	
Figure III.11 : Coupe verticale d'un escalier.	36
Figure III.12 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.	38
Figure III.13 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	39

Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.	42
Figure III.15 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.	43
Poutre palière	
Figure III.16 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	46
Figure III.17 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.	49
Poutre de chaînage	
Figure III.18 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	52
Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.	55
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Vue de la structure en 3D.....	70
Chapitre V	
Figure V.1 : Vérification des modes de vibration.....	71
Figure V.2 : L'effort de la charge E_x repris par les portiques et les voiles.....	73
Figure V.3 : L'effort de la charge E_x repris par les voiles.....	73
Figure V.4 : L'effort de la charge E_y repris par les portiques et les voiles.....	74
Figure V.5 : L'effort de la charge E_y repris par les voiles.....	74
Figure V.6 : L'effort de la charge E_y repris par les portiques et les voiles.....	75
Figure V.7 : L'effort de la charge E_y repris par les voiles.....	75
Figure V.8 : Valeurs des efforts internes tirés de ETABS	77
Figure V.9 : Le déplacement maximal de la structure suivant x-x.....	79
Figure V.10 : Le déplacement maximal de la structure suivant y-y.....	79
Chapitre VI	
Figure VI.1 : Zone nodale des poteaux.....	85
Chapitre VIII	
Figure VIII.1 : Pré-dimensionnement de la semelle isolée.....	107
Figure VIII.2 : Présentation des chargements simplifiés.....	117
Figure VIII.3 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)...	120
Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens longitudinal)....	120
Figure VIII.5 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).....	120
Figure VIII.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens longitudinal).....	120
Figure VIII.7 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)....	121
Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS (sens longitudinal).....	121
Figure VIII.9 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).....	121
Figure VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens longitudinal).....	121

Figure VIII.11 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELU (sens transversal)...	122
Figure VIII.12 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens transversal)....	122
Figure VIII.13 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).....	122
Figure VIII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens transversal).....	122
Figure VIII.15 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELS (sens transversal)....	123
Figure VIII.16 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS (sens transversal).....	123
Figure VIII.17 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).....	123
Figure VIII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens transversal).....	123

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Page
Chapitre I	
Tableau I.1 : Valeurs des contraintes admissibles de l'acier.....	7
Chapitre II	
Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant.....	13
Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur.....	14
Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur.....	14
Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente du voile.....	15
Tableau II.6 : Valeurs des surcharges d'exploitation.....	15
Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges.....	16
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente des charges.....	17
Tableau II.9 : Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA.....	17
Tableau II.10 : Pré-dimensionnement des planchers et des voiles.....	18
Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des poutres.....	18
Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	19
Chapitre III	
Escalier	
Tableau III.1 : Charge permanente du palier.....	37
Tableau III.2 : Charge permanente de la volée.....	37
Chapitre V	
Tableau V.1 : L'effort normal réduit dans les poteaux.....	72
Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité.....	73
Tableau V.3 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.....	77
Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	78
Tableau V.5 : Vérification du déplacement inter-étages.....	78
Tableau V.6 : Vérification de l'effet P- Δ	80
Chapitre VI	
Les poteaux	
Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	81
Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux.....	83

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.....	83
Tableau VI.4 : Quantité minimale d'armatures transversales.....	84
Tableau VI.5 : Vérification de la condition de non fragilité.....	86
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.	86
Les poutres	
Tableau VI.7 : Efforts internes des poutres extraits du logiciel ETABS.....	89
Tableau VI.8 : Calcul des armatures transversales.....	90
Les voiles	
Tableau VI.9 : Ferrailage et vérification du voile L = 4m.....	99
Tableau VI.10 : Ferrailage et vérification du voile L = 2m.....	100
Tableau VI.11 : Ferrailage et vérification du voile L = 1m.....	101
Chapitre VII	
Tableau VII.1 : Moments de flexion à l'ELU et à l'ELS.....	104
Tableau VII.2 : Ferrailage du mur plaque.....	104
Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	105
Chapitre VIII	
Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles.....	107
Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	108
Tableau VIII.3 : Surface du radier.....	110
Tableau VIII.4 : Sollicitations à la base du radier.....	111
Tableau VIII.5 : Vérification de la stabilité du radier (sens longitudinal).....	112
Tableau VIII.6 : Vérification de la stabilité du radier (sens transversal).....	112
Tableau VIII.7 : Moments de la dalle du radier à l'ELU et à l'ELS.....	114
Tableau VIII.8 : Ferrailage de la dalle du radier à l'ELU.....	114
Tableau VIII.9 : Vérification de la dalle du radier à l'ELS.....	115
Tableau VIII.10 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	118
Tableau VIII.11 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)...	119
Tableau VIII.12 : Efforts internes dans les nervures.....	124
Tableau VIII.13 : Ferrailage des nervures à l'ELU.....	124
Tableau VIII.14 : Vérification des nervures à l'ELS.....	125

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui ont le plus d'effets destructeurs.

Face à ce risque, la seule solution reste la construction parasismique, de manière telle que les bâtiments ne doivent pas être endommagés et doivent résister aux actions et autres influences susceptibles de s'exercer pendant l'exécution et durant l'exploitation.

L'étude des structures est une étape obligatoire dans l'acte de bâtir, cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années précédentes.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment **R+5+ENTRESOL**, à usage d'habitation et commercial, contreventé par voiles porteurs.

Pour les calculs, on a divisé notre travail en deux parties :

- Etude de la superstructure ; consiste à calculer les éléments résistants de la structure, tout en respectant les exigences des **règles BAEL 91 modifiées 99** et des Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 / VERSION 2003**. On a opté pour le logiciel **ETABS (Version 9.7.4)** qui permet de réduire le temps de travail et d'aboutir à des résultats satisfaisants.
- Etude de l'infrastructure ; consiste à calculer les fondations qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce chapitre donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation en respectant **les règles du BAEL91 modifiées 99** et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/VERSION 2003**).

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R + 5 + Entresol) à usage multiple (commercial et habitation), il est composé de :

- Un (01) entresol à usage commercial,
- Un (01) rez-de-chaussée (RDC) à usage d'habitation,
- Cinq (05) étages à usage d'habitation,
- Une (01) cage d'escalier,
- Une (01) terrasse inaccessible.

Ce bâtiment est classé comme ouvrage d'importance moyenne : **Groupe d'usage 2** (Art III.3.2 –RPA99/VERSION 2003). Il sera implanté dans la commune de Tizi-Ouzou, wilaya de Tizi-Ouzou classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/ VERSION 2003- Annexe I) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

La structure est en ossature mixte, elle a pour dimensions :

➤ En plan

- Longueur totale : 25,35 m
- Largeur totale : 15 m

➤ En élévation

- Hauteur de l'entresol : 3,55 m
- Hauteur du RDC : 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant : 3,06 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,6 m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère) : 22,51 m

I.2.2. Propriétés mécaniques du sol d'assise

Le dossier géotechnique nous fournit les données suivantes :

- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- La classification du site : Catégorie S3 (site meuble) (Art III.3.3.1–RPA99/VERSION 2003).

I.2.3. Éléments constitutifs de l'ouvrage

a- Ossature

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composée de :

- **Portiques (cadres rigides)** : structure constituée de poteaux et poutres.
- **Voiles** : éléments porteurs rigides en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et les transmettre aux fondations.

b- Planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les différents niveaux. Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées selon la petite portée.

c- Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier de repos. Ils sont constitués d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

d- Maçonnerie

Elle est composée de matériaux (briques, pierres, moellons...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, mortier...etc.). La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- **Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm pour la cloison externe, de 10 cm pour l'interne et d'une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

e- Revêtement

- Carrelage (scellé) pour les planchers et les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et cages d'escaliers.
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.

f- Système de coffrage

Nous avons deux types de coffrage :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.
- Coffrage en bois pour les portiques.

g- Fondations

Les fondations sont les éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Elles sont divisées en deux catégories

(fondations superficielles et profondes). Leur choix dépend de l'importance de l'ouvrage, la nature du sol (contrainte admissible) et les surcharges.

h- Acrotère

La terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Pour la conception de notre ouvrage ; deux matériaux sont essentiels à utiliser, le béton et l'acier. Nos calculs seront conformes aux règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99/ version 2003**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**Règles BAEL 91 modifiées 99**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2-41**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A.93**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR-B.E. 1.31**) : Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.

I.3.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, sable, gravier,...) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300 Kg/m³ les règles du BAEL 91 modifiées 99 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsqu'il augmente, le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure quand ce rapport est faible.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes : sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance.

a- Résistance caractéristique du béton à la compression (Règles BAEL 91 modifiées 99, Art A.2.1.11)

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée « f_{c28} ».

Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée.

- **Pour $j \leq 28$ jours :**

La résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$.
- $f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} > 40\text{MPa}$.

- **Pour $j > 28$ jours :**

On peut admettre une valeur au plus égale à $1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et sa résistance atteigne 40 MPA au plus.

- **Pour $j \geq 60$ jours :**

On utilise la relation suivante : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

Pour l'étude de ce projet on prend : **$f_{c28} = 25\text{MPa}$**

b- Résistance caractéristique du béton à la traction (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A.2.1.12)

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

- $f_{tj} = 0,06 f_{cj} + 0,6$ pour : $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$
- $f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$ pour : $f_{cj} > 60\text{MPa}$ (annexe F)

Dans le cas de notre projet : $f_{t28} = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1\text{MPa}$

➤ **Etats limites (Règles BAEL91 modifiées 99)**

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types :

- **Etat Limite Ultime (ELU)**

Il correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de la forme.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} à l'ELU est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{Règles BAEL 91 modifiées 99, Art. A.4.3.41}) ; \text{ Avec :}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que :

- $\gamma_b = 1,15$ —> situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1,5$ —> situation courante.

θ : coefficient de durée d'application de la combinaison d'actions tel que :

- $\theta = 1$ → durée d'application > 24 H.
- $\theta = 0,9$ → durée d'application comprise entre 1H et 24H.
- $\theta = 0,85$ → durée d'application < 1H.

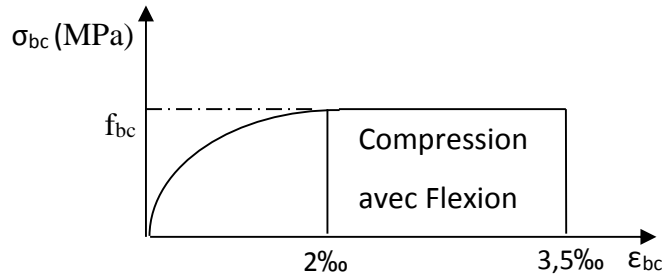


Figure I.1 : Diagramme de contrainte - déformation du béton à l'ELU.

La contrainte limite ultime de cisaillement : la contrainte tangentielle du béton est donnée

par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$; Avec :

V_u : l'effort tranchant à l'ELU.

b_0 : largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: hauteur utile.

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$.
- Fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$.

• Etat Limite de Service (ELS)

C'est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

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

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ (Règles BAEL 91 modifiées 99, Art. A.4.5.2)}$$

Pour le cas de notre projet: $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15MPa}$

À l'état limite de service le béton est en phase plastique d'où le diagramme est le suivant :

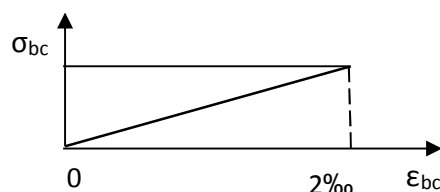


Figure I.2 : Diagramme des contraintes à l'ELS.**c- Module de déformation longitudinale du béton (module D'élasticité)**

Ce module est connu sous le nom de « module de Young » ou module de déformation longitudinale qu'on peut définir sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée d'application, d'après les règles BAEL91 modifiées 99 il existe deux modules de déformation longitudinale :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24h,

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A-2.1, 21)}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on a : $E_{i28} = 32164,20\text{MPa}$.

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, ce module permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A-2.1, 22).}$$

Pour : $f_{cj} = 25\text{MPa}$, on a : $E_{vj} = 10818,865\text{MPa}$.

d- Coefficient de poisson (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

- $\nu = 0 \longrightarrow$ A l'ELU (pour le calcul des sollicitations).
- $\nu = 0,2 \longrightarrow$ A l'ELS (pour le calcul des déformations).

I.3.2. L'acier

L'acier est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction. Il est caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- Les ronds lisses (RL) : (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215MPa à 235MPa.
- Les aciers à haute adhérence (HA) : (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400MPa à 500MPa.
- Les treillis soudés (TS) : formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

a- Module d'élasticité Es (Règles BAEL 91 modifiées 99, Art-2.2)

On utilise la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young. Le module d'élasticité longitudinale E_s est égal à : **2.10^5MPa** .

b- Contraintes limites

➤ Contrainte limite ultime (ELU) (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A.2.1.2)

On a : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$; pour : $\varepsilon_s \leq \varepsilon_s \leq 10\%$, avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; Avec :

σ_s : contrainte admissible d'élasticité de l'acier,

f_e : contrainte limite d'élasticité de l'acier,

γ_s : coefficient de sécurité qui est égal à :

- $\gamma_s = 1$ (situation accidentelle).
- $\gamma_s = 1,5$ (situation durable).

ε_s : allongement relatif.

Type d'acier	Nomination	Symbole	f_e [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture [%]	$[\psi]$
Acier en barre	Haute Adhérence	HA	400	480	14	1,5
			500	550	12	
Acier en Treillis	Treillis soudé TL.520 ($\Phi < 6$)	TS	520	550	8	1

Tableau I.1 : Valeurs des contraintes admissibles de l'acier.

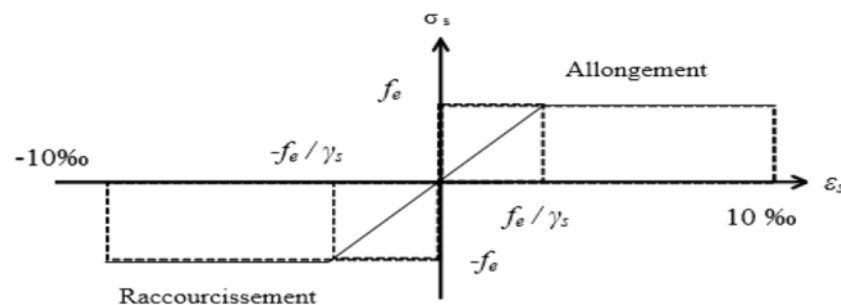


Figure I.3 : Diagramme de contrainte - déformation de l'acier.

➤ Contrainte limite de service (ELS) (Règles BAEL 91 modifiées 99, Art. A.4.3,2)

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures importantes du béton, la contrainte des armatures tendues sur la sollicitation de service la plus déformable, doit demeurer inférieure aux limites indiquées ci-après :

- **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification à faire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration nuisible (préjudiciable)** : la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}} \times 110 \right].$$

- **Fissuration très nuisible** : $\sigma_s \leq \min \left[\frac{1}{3} f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}} \times 90 \right]$; Avec :

η : Coefficient de fissuration qui est égal à :

- 1 pour les RL.
- 1,6 pour les HA.
- 1,3 pour les HA de $\emptyset < 6\text{mm}$.

c- Protection des armatures (BAEL 91 modifiées 99, Art A. 7.2.4)

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

- **$c \geq 5\text{cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **$c \geq 3\text{cm}$** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **$c \geq 1\text{cm}$** : pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

I.5. Conclusion

A ce niveau, on a présenté d'une manière générale le contexte de notre ouvrage et on a déterminé ses éléments constitutifs auxquels on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but le calcul des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...) en utilisant RPA99/VERSION 2003 et règles BAEL91 modifiées99.

Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges. Dans ce projet, ils sont réalisés en corps creux.

La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Règles BAEL91 modifiées 99, Art. B.6.8.424}); \text{ Avec :}$$

L_{\max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25×25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau de zone IIa.

$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{375}{22,5} = 16,67 \text{ cm}$$

On adoptera : $h_t=20$ cm, soit un plancher de **(16+4)** cm valable pour tous les étages, composé de corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

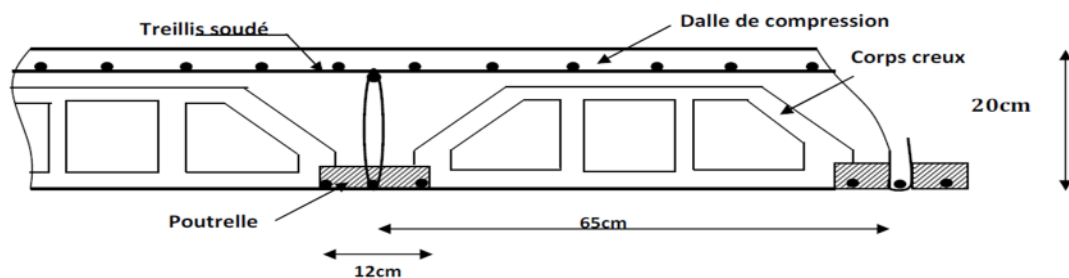


Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

II.2.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, elles transmettent les charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes : (Règles BAEL91 modifiées 99, Art 4.14)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h \quad ; \quad \text{Avec :}$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximale entre nus d'appuis.

Tout en respectant les conditions de l'article 7.5.1 du RPA99 VERSION 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

a- Poutres principales (PP)

Disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- La hauteur est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\Rightarrow L_{\max} = 410 - 25 = 385 \text{ cm} \Rightarrow \frac{385}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25,67 \leq h_{pp} \leq 38,5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_{pp} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$** (Condition vérifiée).

- La largeur est donnée par la formule suivante : $0,4h \leq b_{pp} \leq 0,7h$

$$\Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b_{pp} \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **$b_{pp} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$** (Condition vérifiée).

- $h/b = 1,4 \leq 4$ (Condition vérifiée).

b- Poutres secondaires (PS)

Disposées parallèlement aux poutrelles.

- La hauteur est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\Rightarrow L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm} \Rightarrow \frac{375}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq h_{ps} \leq 37,5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_{ps} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$** (Condition vérifiée).

- La largeur est donnée par la formule suivante : $0,4h \leq b_{ps} \leq 0,7h$

$$\Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b_{ps} \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **$b_{ps} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$** (Condition vérifiée).

- $h/b = 1,4 \leq 4$ (Condition vérifiée).

c- Poutres de chaînage

Les balcons de notre plan sont en corps creux, dans ce cas on utilise les poutres de chaînage qui seront calculées comme étant une poutre à une inertie constante, reposant sur deux appuis.

- La hauteur est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\Rightarrow L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm} \Rightarrow \frac{375}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq h_{pc} \leq 37,5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_{pc} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$** (Condition vérifiée).

- La largeur est donnée par la formule suivante : $0,4h \leq b_{pc} \leq 0,7h$

$\Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b_{pc} \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b_{pc} \leq 21\text{cm}$

On prend : $b_{pc} = 20\text{cm} \geq 20\text{ cm}$ (Condition vérifiée).

- $h/b = 1,5 \leq 4$ (Condition vérifiée).

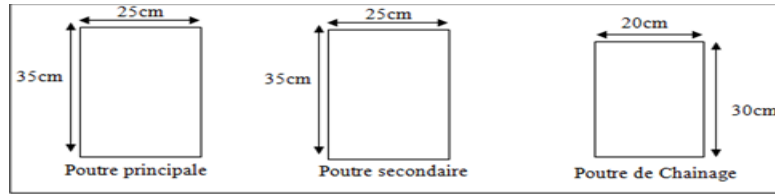


Figure II.2 : Dimensionnement des poutres.

II.2.3. Les Voiles

D’après l’article 7.7.1 du RPA 99 VERSION 2003, le pré dimensionnement des voiles se fera comme suit :

Avec : **a** : épaisseur du voile.

L_{min} : portée minimale du voile.

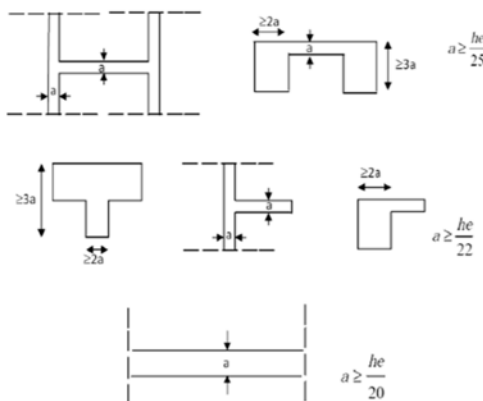


Figure II.3 : Coupe du voile en plan.

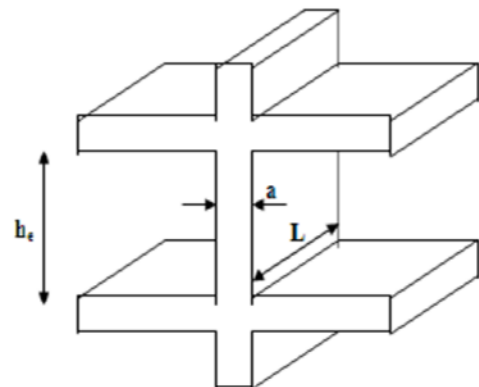


Figure II.4 : Coupe du voile en élévation.

- **L’épaisseur**

L’épaisseur doit-être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité à l’extrémité, avec un minimum de 15 cm.

- Entresol : $h_e = 355 - 20 = 335\text{cm} \Rightarrow a \geq \frac{335}{20} = 16,75\text{cm}$

- RDC et étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286\text{ cm} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$

\Rightarrow On prend : $a = 20\text{cm}$ pour tous les voiles.

- **La longueur**

Pour que les voiles puissent assurer un bon fonctionnement, il faut que :

$L_{min} \geq 4a \Rightarrow L_{min} = 100\text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$ (Condition vérifiée).

II.2.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N.

La combinaison des charges et surcharges sera exprimée par la relation suivante: $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G+Q}{\sigma_{bc}} \quad ; \text{ Avec :}$$

N_s : l'effort normal de compression à la base du poteau.

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

A_p : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

Les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{En zone III et II}_b. \quad (\text{RPA 99 VERSION 2003, Art. 7.4.1}) \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Avec : (b_1, h_1) : dimensions de la section transversale du poteau.

h_e : hauteur libre d'étage.

a- Détermination des charges et surcharges

Pour pré dimensionner les poteaux, on doit déterminer les charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22**.

➤ Charges permanentes

On a : $G = \rho \times e$; Avec :

ρ : poids volumique.

e : épaisseur de l'élément.

• **Plancher terrasse inaccessible**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Couche de gravier	0,05	17	0,85
02	Etanchéité multi couche	0,02	6	0,12
03	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
04	Feuille de polyane	/	/	0,01
05	Isolation thermique	0,04	4	0,16
06	Plancher en corps creux	(16+4)	14	2,8
07	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5,46

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

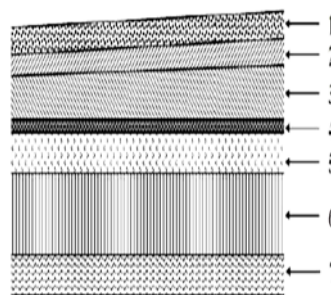


Figure II.5 : Coupe du plancher terrasse inaccessible.

• **Plancher étage courant**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	Couche de sable	0,03	18	0,54
04	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
05	Enduit de pâte	0,02	10	0,2
06	Cloison de séparation interne	0,1	9	0,9
				G = 5,16

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant.

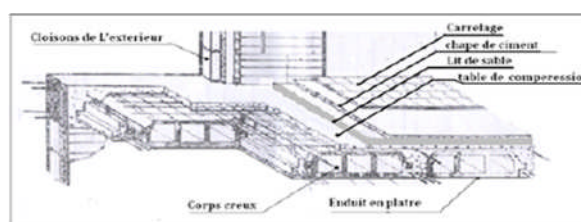


Figure II.6 : Composition du plancher étage courant.

• **Maçonnerie**

✓ **Murs extérieurs**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
02	Briques creuses	0,1	9	0,9
03	Lame d'air	0,05	/	/
04	Briques creuses	0,1	9	0,9
05	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,36

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur.

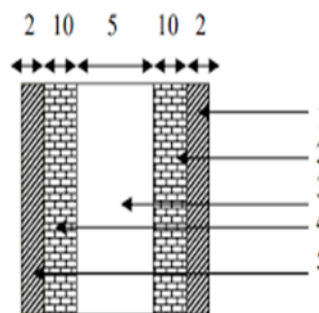


Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur.

✓ **Murs intérieurs**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
02	Briques creuses	0,1	9	0,9
03	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 1,30

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur.

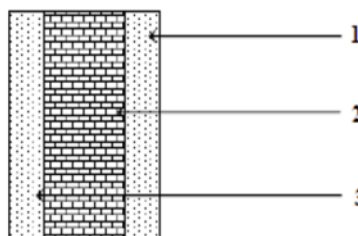


Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

- **Voile**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Voile en béton armé	0,2	25	5
02	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
03	Enduit de plâtre	0,03	18	0,54
				G = 5,74

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente du voile.

➤ **Surcharges d'exploitation**

N°	Eléments	Surcharge (KN/m ²)
01	Plancher terrasse inaccessible	1
02	Plancher étage courant (habitation)	1,5
03	Plancher RDC (habitation)	1,5
04	Escalier	2,5
05	Acrotère	1
06	Balcon	3,5

Tableau II.6 : Valeurs des surcharges d'exploitation.

b- Descente des charges

La descente des charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

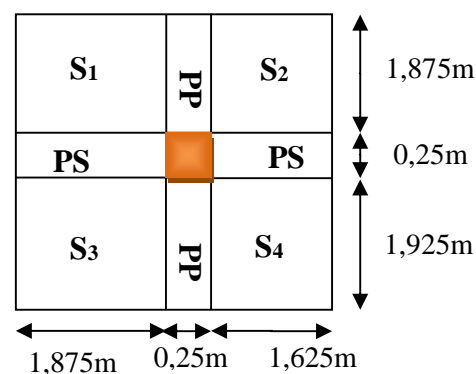


Figure II.9 : Localisation du poteau le plus sollicité.

➤ **Surface d'influence**

- **Section nette**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,875)^2 + (1,625 \times 1,875) + (1,875 \times 1,925) + (1,625 \times 1,925) = 13,3\text{m}^2$$

- **Section brute**

$$S_b = 3,7 \times 4,05 = 15,19 \text{ m}^2$$

➤ Poids propres des éléments

• Planchers

- Terrasse inaccessible : $G_{pt} = G_t \times S_n = 5,46 \times 13,3 = 72,62 \text{ KN}$
- RDC et étage courant : $G_{pc} = G_{pc} \times S_n = 5,16 \times 13,3 = 68,63 \text{ KN}$

• Poutres

- Poutres principales : $G_{pp} = 0,35 \times 0,25 \times (1,875 + 1,925) \times 25 = 8,31 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $G_{ps} = 0,35 \times 0,25 \times (1,875 + 1,625) \times 25 = 7,65 \text{ KN}$
- Totale : $G_P = G_{pp} + G_{ps} = 15,96 \text{ KN}$

• Poteaux

- Poteaux de l'entresol :

$$G_{pot} = h_{pot} \times b_{pot} \times h_{es} \times \rho_b = 0,25 \times 0,25 \times 3,55 \times 25 = 5,55 \text{ KN}$$

- Poteaux du RDC et de l'étage courant :

$$G_{pot} = h_{pot} \times b_{pot} \times h_{rdc} \times \rho_b = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

➤ Surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_{pt} = S_n \times Q_t = 13,3 \times 1 = 13,3 \text{ KN}$
- Planchers RDC et étage courant (habitation) : $Q_{pc} = S_n \times Q_{pc} = 13,3 \times 1,5 = 19,95 \text{ KN}$

➤ La loi de dégression des charges

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante :

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

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.

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	E.SOL
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges.

• Les surcharges cumulées

$$Q_{terrasse} = Q_0 = 13,3 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 13,3 + 19,95 = 33,25 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95 (Q_1+Q_2) = 13,3 + 0,95 (2 \times 19,95) = 51,20 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 13,3 + 0,90 (3 \times 19,95) = 67,16 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 13,3 + 0,85 (4 \times 19,95) = 81,13 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 13,3 + 0,80 (5 \times 19,95) = 93,1 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6) = 13,3 + 0,75 (6 \times 19,95) = 103,07 \text{ KN}$$

Niveau	G (KN)					Q (KN)		N (KN)	Sections (cm ²)	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G	G _c	Q	Q _c	N =G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
5	72,62	15,96	00	88,58	88,58	13,3	13,3	101,88	67,92	(30×35)
4	68,63	15,96	4,78	89,37	177,95	19,95	33,25	211,2	140,8	(30×35)
3	68,63	15,96	4,78	89,37	267,32	19,95	53,2	320,52	213,68	(30×35)
2	68,63	15,96	4,78	89,37	356,69	19,95	73,15	429,84	286,56	(35×35)
1	68,63	15,96	4,78	89,37	446,06	19,95	93,1	539,16	359,44	(35×35)
RDC	68,63	15,96	4,78	89,37	535,43	19,95	113,05	648,48	432,32	(35×35)
E.SOL	68,63	15,96	4,78	89,37	624,8	19,95	133	757,8	505,2	(35×40)

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente des charges.

Étages	Poteaux	Conditions RPA	Valeurs calculées	Vérification
3, 4 et 5 ^{ème} étages.	(30×35)	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30cm	Conditions vérifiées
		Min (b, h) ≥ h _c /20	h _c /20 = 306/20 = 15,3cm	
		1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0,86	
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages.	(35×35)	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 35cm	Conditions vérifiées
		Min (b, h) ≥ h _c /20	h _c /20 = 306/20 = 15,3cm	
		1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	
Entresol	(35×40)	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 35cm	Conditions vérifiées
		Min (b, h) ≥ h _c /20	h _c /20=355/20 = 17,75cm	
		1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0,88	

Tableau II.9: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA.

Conclusion : Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences du RPA, ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section n'est pas vérifiée.

c- 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.

La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ (règles BAEL91 modifiées 99 Art.B.8.4.1) ; Avec :}$$

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

L_0 : portée réelle du poteau.

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

S : section transversale du poteau.

I : moment d'inertie du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0\sqrt{12}}{h}$$

➤ RDC, étage courant : $L_0 = 3,06 \Rightarrow L_f = 2,142$

- $h = 0,35$; $b = 0,30 \Rightarrow \lambda = 21,2 < 50$ (Condition vérifiée).
- $h = 0,35$; $b = 0,35 \Rightarrow \lambda = 21,2 < 50$ (Condition vérifiée).

➤ Entresol : $L_0 = 3,55 \Rightarrow L_f = 2,485$

- $h = 0,40$; $b = 0,35 \Rightarrow \lambda = 21,52 < 50$ (Condition vérifiée).

Conclusion : Tous les poteaux sont prémunis contre le risque de flambement.

II.3. Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, on est arrivé aux résultats suivants :

Pré-dimensionnement	épaisseurs
Planchers en corps creux	20 cm (16+4)
Voiles	20 cm

Tableau II.10 : Pré-dimensionnement des planchers et des voiles.

Poutres	Section adoptée (cm ²)
principales	(25×35)
Secondaires	(25×35)
chainage	(20×30)

Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des poutres.

Etage	Section adoptée (cm ²)
Entresol	(35×40)
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	(35×35)
3, 4 et 5 ^{ème} étage	(30×35)

Tableau II.12 : Pré-dimensionnement des poteaux.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

III.1. Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux le cas des planchers.

III.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à un effort normal G dû à son poids propre et un effort latéral ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) dû à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1m soumise à la flexion composée.

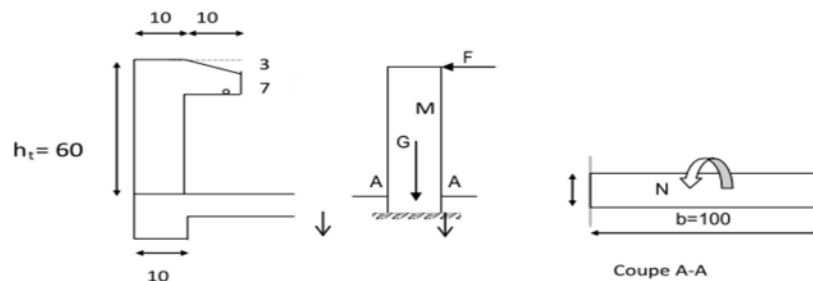


Figure III.1 : Coupe de l'acrotère.

III.2.1. Détermination des sollicitations

a- Poids propre

$$G_{acr} = \rho \times S_{acr} = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } S_{acr} = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2}\right) = 0,0685 \text{ m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation

$$Q_{acr} = 1,00 \text{ KN/ml}$$

c- Efforts internes

- $N_G = G_{acr} \times 1 = 1,7125 \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$
- $T_Q = Q_{acr} \times 1 = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$
- $M_Q = Q_{acr} \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$

d- Diagramme des efforts internes (M, N, T)

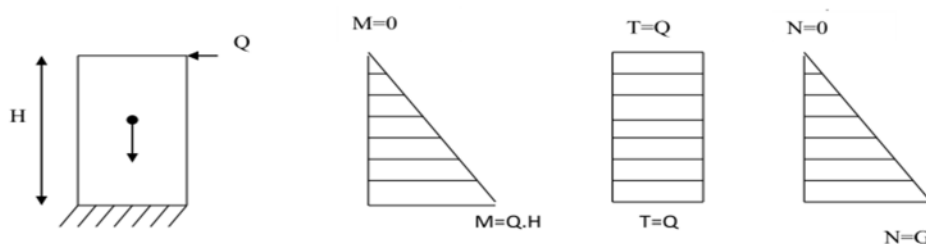


Figure III.2 : Diagramme des efforts internes.

III.2.2. Combinaisons des charges

a- A l'ELU

- $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,7125 + 0 = 2,31 \text{ KN}$
- $T_u = 1,35T_G + 1,5T_Q = 0 + 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$
- $M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 0 + 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

b- A l'ELS

- $N_s = N_G + N_Q = 1,7125 \text{ KN}$
- $T_s = T_G + T_Q = 1 \text{ KN}$
- $M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous l'effort de compression (N_u) et le moment dû à la compression (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

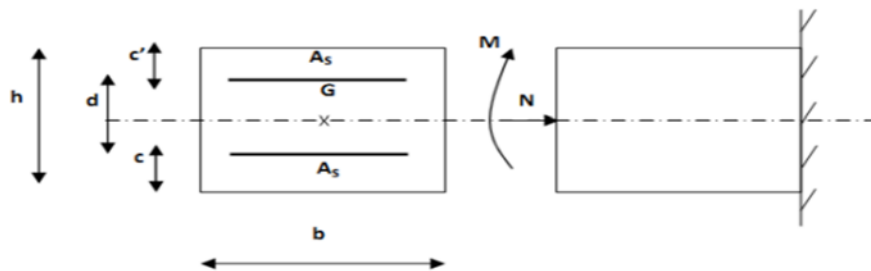


Figure III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : épaisseur de la section = 10 cm.

c : enrobage = 3 cm.

d = h - c : hauteur utile = 10 - 3 = 7 cm.

b : largeur de la section = 100 cm.

a- Calcul à l'ELU

➤ Centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \frac{0,10}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m}$$

$e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC) et sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M_f), puis on déduira la section d'armatures réelles (A_s) en flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple

• Moment fictif

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,03) = 0,9471 \text{ KN.m}$$

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

• Moment réduit

$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,9471 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_{b \times 0}} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

• Armatures fictives

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,9471 \times 10^6}{0,993 \times 70 \times 348} = 39,15 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,39 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul en flexion composée

• Armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 39,15 - \frac{2,31 \times 10^3}{348} = 32,51 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2$$

b- Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite d'armatures, le ferrailage doit satisfaire : $A_{st} \geq A_{min}$

$$\text{Tel que : } A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \frac{(e_s - 0,455d)}{(e_s - 0,185d)} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1000 \times 70}{400} \times \frac{(842 - 0,455 \times 70)}{(842 - 0,185 \times 70)}$$

$$A_{min} = 82,60 \text{ mm}^2 = 0,83 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2 \text{ (Condition non vérifiée)}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{0,7125} = 0,842 \text{ m}$$

• Armatures principales

Le ferrailage se fera avec la section minimale, $A_{st} = A_{min}$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}8 = 1,5 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t \leq 70/3 = 23,33 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)**

La fissuration est préjudiciable, il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ArtA.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$; Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence.

Ψ_s : coefficient de scellement.

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres = $n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{ (Condition vérifiée)}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Espacement des barres (Art A.4.5,34/ BAEL 91 modifiées 99)**

• **Armatures principales**

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}, S_t = 25 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

• **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}, S_t = 20 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

➤ **Ancrage des barres verticales**

Pour avoir un ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,19 \text{ mm}$, Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$.

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

c- Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est prise comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

➤ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier**

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 201} = 46,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \text{ (Condition vérifiée)} ; \text{ Avec :}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 201}{1000 \times 70} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \Rightarrow K_1 = 43,82$$

➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46,61}{43,82} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification au séisme (RPA 99 VERSION 2003/ Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} ; \text{ Avec :}$$

A : coefficient d'accélération ($A = 0,15$ (Groupe d'usage 2, zone IIa))

C_p : facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6.1, RPA99 VERSION 2003)

C_p = 0,3

W_p : poids de l'acrotère ($W_p = G = 1,7125 \text{ KN/ml}$)

⇒ Condition vérifiée, l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

III.2.4. Conclusion

On adopte le ferrailage adopté à l'ELU puisqu'il est vérifié à l'ELS.

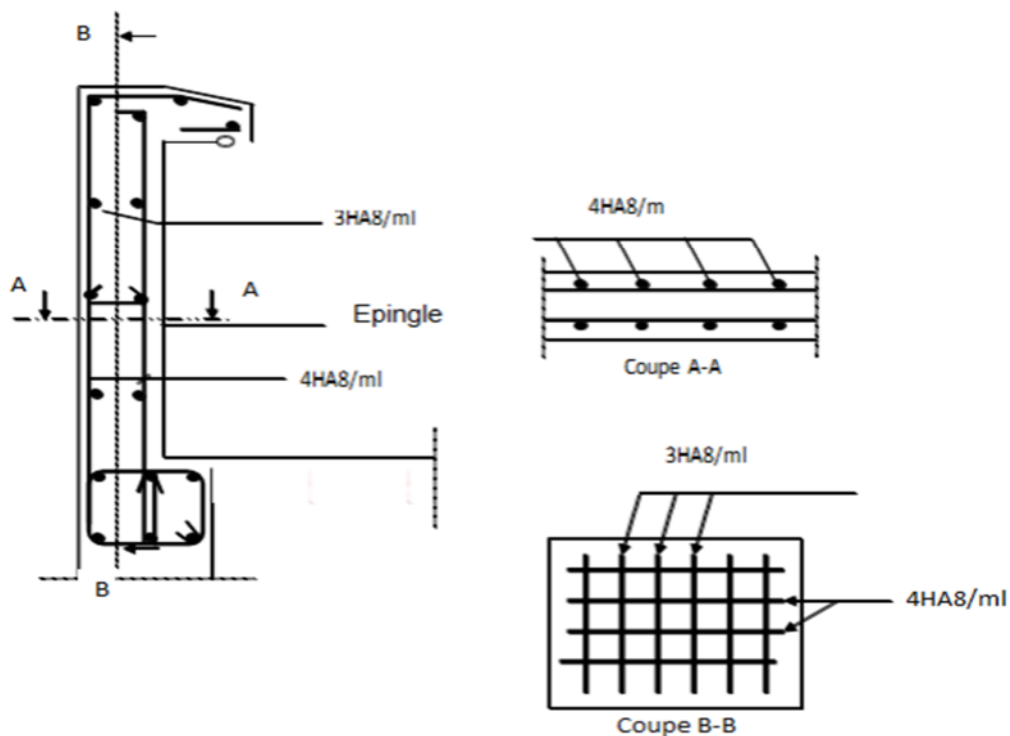


Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Plancher

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, les dimensions de la section en T sont les suivantes :

- Hauteur : $h = 16 + 4 = 20$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm.
- Enrobage : $c = 2$ cm.
- Hauteur utile : $d = 18$ cm.
- Epaisseur de la table de compression : $h_0 = 4$ cm.
- Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles :

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

- Longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle :

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

- Largeur de la table de compression :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } b_1 \leq \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; 8h_0 \right) = \left(\frac{53}{2} ; \frac{400}{10} ; 8 \times 4 \right) = (26,5 ; 40 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

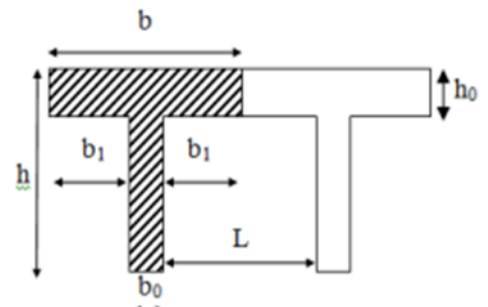


Figure III.5 : Coupe transversale de la poutrelle.

III.3.1. Calcul de la dalle de compression

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par (BAEL91/ Art B.6.8.423) :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}$$

Soit : $A_{\perp} = 4T5 = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axes des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).

b- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,78}{2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4T5 = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

⇒ Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est : $(200 \times 200) \text{ mm}^2$

Avec : $\emptyset 5$ nuance TLE520

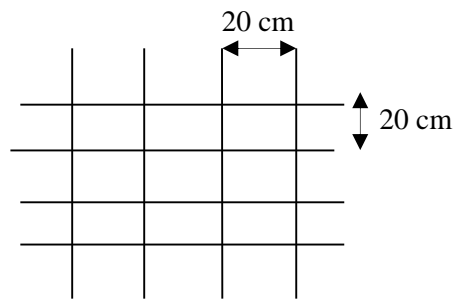


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.3.2. Etude des poutrelles

On étudie la poutrelle du plancher le plus sollicité, elle se calcule comme une section en T, le calcul se fera en deux étapes :

a- Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une section rectangulaire (12×4) cm², simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion et doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m² et celui de l'ouvrier.

➤ Charges et surcharges

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Poids total : $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ Combinaison des charges

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

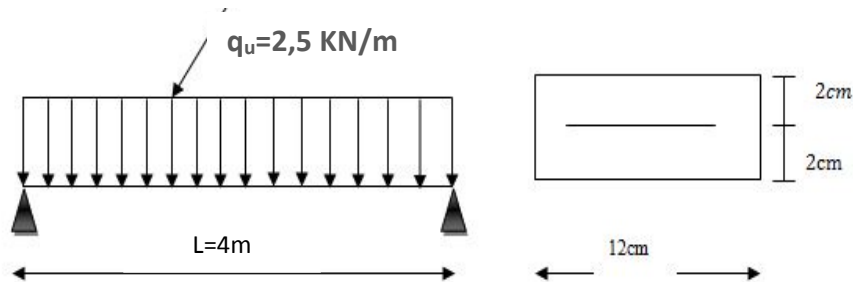


Figure III.7: Schéma statique de la poutrelle.

➤ Efforts internes

- $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN.}$
- $M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN. m.}$

➤ Calcul des armatures

On a : $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,36 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Doublement Armée (SDA)}.$$

⇒ La section de la poutrelle est faible, on ne peut pas placer la totalité des armatures obtenues par le calcul, on prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges d'avant coulage de la dalle de compression.

b- Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre continue de section en T, reposant sur plusieurs appuis.

➤ Charges et surcharges

• Charges permanentes

- Planchers RDC et étage courant : $G = G_p \times b = 5,16 \times 0,65 = 3,354 \text{KN/ml}$

- Plancher terrasse inaccessible : $G = 5,46 \times 0,65 = 3,549 \text{KN/ml}$

• Surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{KN/ml}$

- Planchers RDC et étage courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{KN/ml}$

➤ Combinaisons des charges

• Terrasse inaccessible

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,549 + 1,5 \times 0,65 = 5,77 \text{KN/ml}$.

- ELS : $q_s = G + Q = 3,549 + 0,65 = 4,2 \text{KN/ml}$.

• RDC et étage courant

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,354 + 1,5 \times 0,975 = 5,99 \text{KN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 3,354 + 0,975 = 4,33 \text{KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas, on fait le calcul pour le plancher à usage d'habitation.

III.3.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

a- Méthode forfaitaire

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.

$$Q = 1,5 \text{KN/ml} \leq \max\{2G ; 5 \text{ KN/ml}\} = \max\{2 \times 3,354 ; 5\} = 6,708 \text{KN/ml} \text{ (Condition vérifiée).}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (Condition vérifiée).

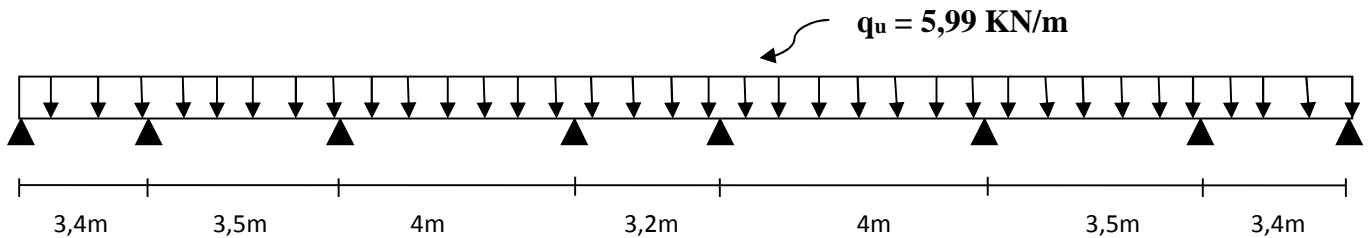
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,4}{3,5} = 0,97 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,5}{4} = 0,875 ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{4}{3,2} = 1,25 ; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,2}{4} = 0,8 ; \frac{L_5}{L_6} = \frac{4}{3,5} = 1,14 ; \frac{L_6}{L_7} = \frac{3,5}{3,4} = 1,03$$

(Condition vérifiée).

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (Condition vérifiée).

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.



III.3.4. Calcul à l'ELU

a- Rapport de charge α

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{0,975+3,354} = 0,225$
- $1 + 0,3\alpha = 1,068$
- $(1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,633$
- $(1 + 0,3\alpha) / 2 = 0,533$

b- Moments isostatiques

- $M_{OAB} = \frac{q \times L_{AB}^2}{8} = \frac{5,99 \times 3,4^2}{8} = 8,66 \text{ KN.m} = M_{0GH}$
- $M_{OBC} = \frac{q \times L_{BC}^2}{8} = \frac{5,99 \times 3,5^2}{8} = 9,17 \text{ KN.m} = M_{0FG}$
- $M_{OCD} = \frac{q \times L_{CD}^2}{8} = \frac{5,99 \times 4^2}{8} = 11,98 \text{ KN.m} = M_{0EF}$
- $M_{ODE} = \frac{q \times L_{DE}^2}{8} = \frac{5,99 \times 3,2^2}{8} = 7,66 \text{ KN.m}$

c- Moments aux appuis

- $M_A = 0,3M_{OAB} = 2,60 \text{ KN.m} = M_H$ (appuis de rive).
- $M_B = 0,5 \text{Max}(M_{OAB} ; M_{OBC}) = 4,59 \text{ KN.m} = M_G$ (appuis voisins des appuis de rive).
- $M_C = 0,4 \text{Max}(M_{OBC} ; M_{OCD}) = 4,79 \text{ KN.m} = M_D = M_E = M_F$ (appuis intermédiaires).

d- Moments en travées

• Travées AB et GH (de rive) :

- $M_{TAB} \geq \text{Max}\{(1 + 0,3\alpha)M_{OAB} ; 1,05M_{OAB}\} - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,068 \times 8,66 - \frac{2,60 + 4,59}{2} = 5,65 \text{ KN.m}$

$$- M_{tAB} \geq \frac{(1,2+0,3)\alpha}{2} M_{0AB} = 0,633 \times 8,66 = 5,48 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} = M_{tGH} = 5,65 \text{ KN.m}$$

• **Travées BC et FG (intermédiaires) :**

$$- M_{tBC} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{0BC} - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,068 \times 9,17 - \frac{4,59+4,79}{2} = 5,10 \text{ KN.m}$$

$$- M_{tBC} \geq \frac{(1+0,3)\alpha}{2} M_{0BC} = 0,533 \times 9,17 = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = M_{tFG} = 5,10 \text{ KN.m}$$

• **Travées CD et EF (intermédiaires) :**

$$- M_{tCD} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{0CD} - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,068 \times 11,98 - \frac{4,79+4,79}{2} = 8,00 \text{ KN.m}$$

$$- M_{tCD} \geq \frac{(1+0,3)\alpha}{2} M_{0CD} = 0,533 \times 11,98 = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tCD} = M_{tEF} = 8,00 \text{ KN.m}$$

• **Travée DE (intermédiaire) :**

$$- M_{tDE} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{0DE} - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,068 \times 7,66 - \frac{4,79+4,79}{2} = 3,39 \text{ KN.m}$$

$$- M_{tDE} \geq \frac{(1+0,3)\alpha}{2} M_{0DE} = 0,533 \times 7,66 = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tDE} = 4,08 \text{ KN.m}$$

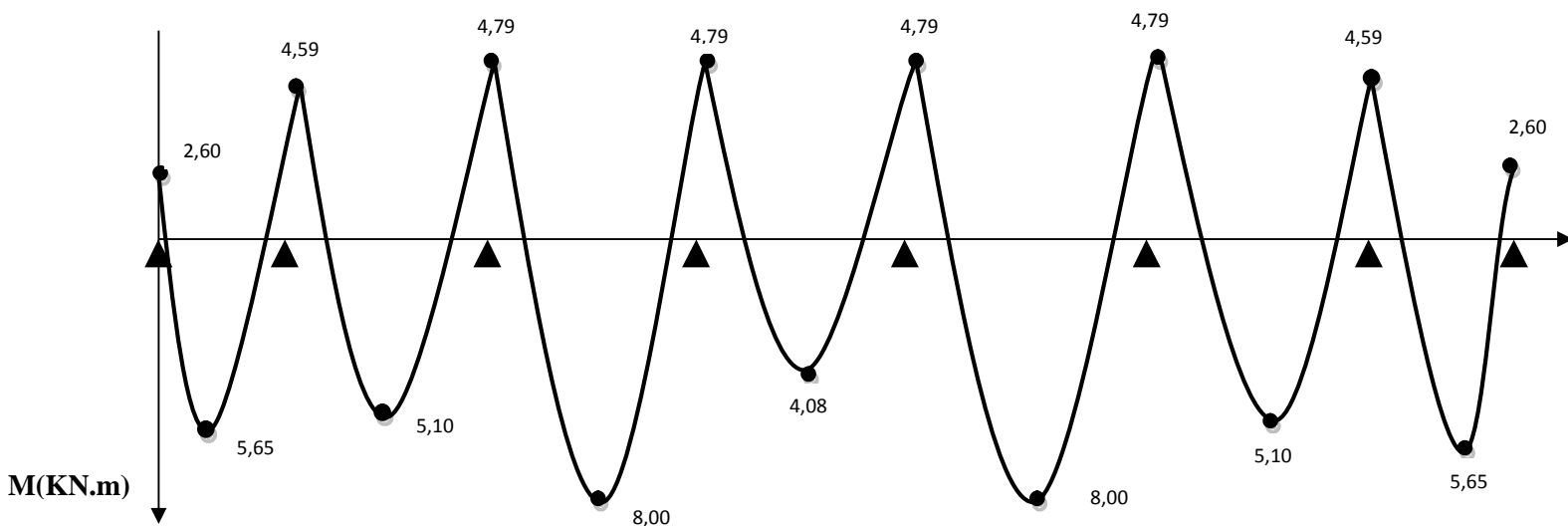


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.

e- **Efforts tranchants : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$**

• **Travée AB :**

$$- T_A = \frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5,99 \times 3,4}{2} + \frac{4,59 - 2,60}{3,4} = 10,77 \text{ KN}$$

$$- T_B = -\frac{q_u L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{5,99 \times 3,4}{2} + \frac{4,59 - 2,60}{3,4} = -9,60 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$- T_B = \frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5,99 \times 3,5}{2} + \frac{4,79 - 4,59}{3,5} = 10,54 \text{ KN}$$

$$- T_C = -\frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{5,99 \times 3,5}{2} + \frac{4,79 - 4,59}{3,5} = -10,43 \text{ KN}$$

- **Travée CD :**

$$- T_C = \frac{q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{5,99 \times 4}{2} + \frac{4,79 - 4,79}{4} = 11,98 \text{ KN}$$

$$- T_D = -\frac{q_u L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{5,99 \times 4}{2} + \frac{4,79 - 4,79}{4} = -11,98 \text{ KN}$$

- **Travée DE :**

$$- T_D = \frac{q_u L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{5,99 \times 3,2}{2} + \frac{4,79 - 4,79}{3,2} = 9,58 \text{ KN}$$

$$- T_E = -\frac{q_u L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{5,99 \times 3,2}{2} + \frac{4,79 - 4,79}{3,2} = -9,58 \text{ KN}$$

- **Travée EF :**

$$- T_E = \frac{q_u L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{5,99 \times 4}{2} + \frac{4,79 - 4,79}{4} = 11,98 \text{ KN}$$

$$- T_F = -\frac{q_u L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{5,99 \times 4}{2} + \frac{4,79 - 4,79}{4} = -11,98 \text{ KN}$$

- **Travée FG :**

$$- T_F = \frac{q_u L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{5,99 \times 3,5}{2} + \frac{4,59 - 4,79}{3,5} = 10,43 \text{ KN}$$

$$- T_G = -\frac{q_u L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{5,99 \times 3,5}{2} + \frac{4,59 - 4,79}{3,5} = -10,54 \text{ KN}$$

- **Travée GH :**

$$- T_G = \frac{q_u L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = \frac{5,99 \times 3,4}{2} + \frac{2,60 - 4,59}{3,4} = 9,60 \text{ KN}$$

$$- T_H = -\frac{q_u L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = -\frac{5,99 \times 3,4}{2} + \frac{2,60 - 4,59}{3,4} = -10,77 \text{ KN}$$

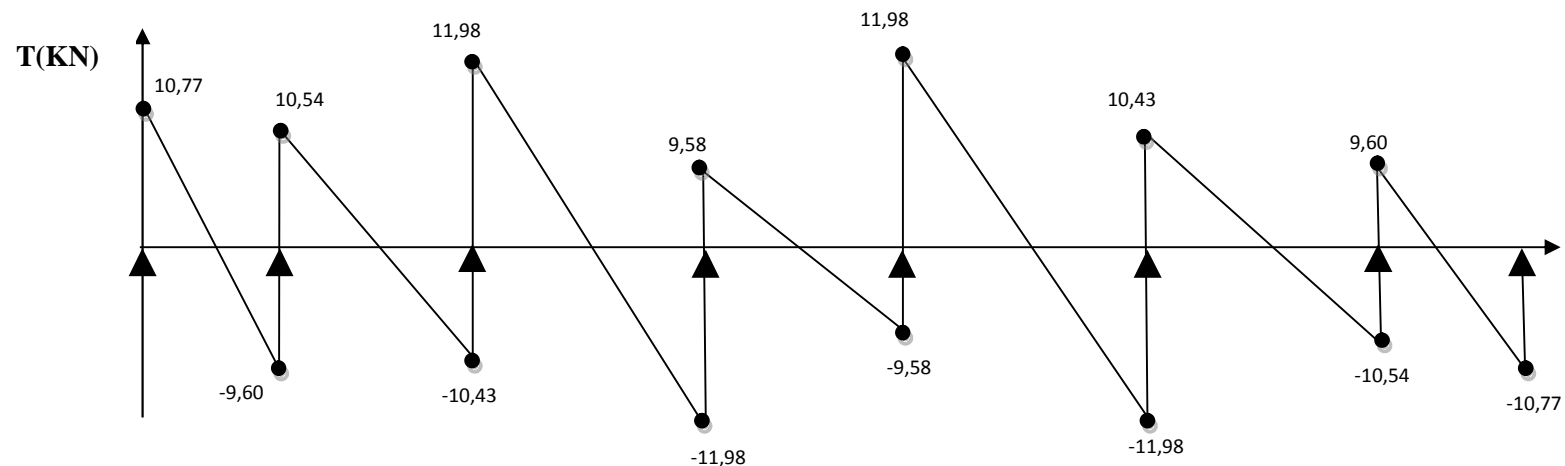


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.3.5. Calcul des armatures

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées, en utilisant le moment maximum en travée : $M_{tmax} = 8,00 \text{ KN.m}$ et aux appuis : $M_{amax} = 4,79 \text{ KN.m}$.

a- Armatures longitudinales**➤ Aux appuis**

Le béton tendu est négligeable, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) :

$$\bullet \mu = \frac{Ma_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,79 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,087 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,954$$

$$\bullet A_a = \frac{Ma_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,79 \times 10^6}{0,954 \times 180 \times 348} = 80,16 \text{ mm}^2 = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10 = 1,57 cm²**.

➤ En travée

Le Moment qui peut être repris par la table de compression est :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14,2 \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{t\max} = 8,00 < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20) cm².

$$\bullet \mu = \frac{Mt_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,00 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,027 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,986$$

$$\bullet A_t = \frac{Mt_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,00 \times 10^6}{0,986 \times 180 \times 348} = 129,53 \text{ mm}^2 = 1,30 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 = 3,39 cm²**.

b- Armatures transversales

$$\bullet \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right) = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

Soit : **2HA8 = 1cm²**, les armatures seront réalisées par un étrier de Ø8.

$$\bullet \text{L'espace des cadres : } S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm, soit : } S_t = \mathbf{15\text{cm}}.$$

III.3.6. Vérification à l'ELU**a- Condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1)**

$$\bullet \text{Aux appuis : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 120 \times 180 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \text{En travée : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 650 \times 180 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

b- Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11,98 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

c- Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91/ Art A.5.1.313)

➤ Influence sur le béton

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{\max}}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{\max} \leq \frac{0,4f_{c28} \times 0,9b_0d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 120 \times 0,9 \times 180}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 11,98 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

➤ Influence sur l'acier

Il faut vérifier que :

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(11,98 \times 10^3 + \frac{4,79 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 1,19 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,19 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

d- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91/ Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \times \sum U_i}, \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,98 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 11,304} = 0,65 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

e- Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/ Art A.6.1.2.1)

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}, \text{ Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 0,4L_s = 14,11 \text{ cm, soit : } L_a = 17 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL91 modifiées 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet est au moins égal à $0,4L_s$ pour les aciers HA.

III.3.7. Calcul à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, les règles BAEL91 modifiées 99 précisent que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par (q_s/q_U) nous donne les valeurs

des efforts internes de calcul à l'ELS ; tel que : $\frac{q_s}{q_U} = \frac{4,33}{5,99} = 0,72$.

a- Moments aux appuis

- $M_A = M_H = 0,72M_{UA} = 0,72 \times 2,60 = 1,87 \text{ KN.m}$
- $M_B = M_G = 0,72M_{UB} = 0,72 \times 4,59 = 3,30 \text{ KN.m}$
- $M_C = M_D = M_E = M_F = 0,72M_{UC} = 0,72 \times 4,79 = 3,45 \text{ KN.m}$

b- Moments en travées

- $M_{tAB} = M_{tGH} = 0,72M_{tUAB} = 0,72 \times 5,65 = 4,07 \text{ KN.m}$
- $M_{tBC} = M_{tFG} = 0,72M_{tUBC} = 0,72 \times 5,10 = 3,67 \text{ KN.m}$
- $M_{tCD} = M_{tEF} = 0,72M_{tUCD} = 0,72 \times 8,00 = 5,76 \text{ KN.m}$
- $M_{tDE} = 0,72M_{tUDE} = 0,72 \times 4,08 = 2,94 \text{ KN.m}$

c- Efforts tranchants**• Travée AB :**

- $T_A = 0,72T_{UA} = 0,72 \times 10,77 = 7,75 \text{ KN}$
- $T_B = 0,72T_{UB} = 0,72 \times (-9,60) = -6,91 \text{ KN}$

• Travée BC :

- $T_B = 0,72T_{UB} = 0,72 \times 10,54 = 7,59 \text{ KN}$
- $T_C = 0,72T_{UC} = 0,72 \times (-10,43) = -7,51 \text{ KN}$

• Travée CD :

- $T_C = 0,72T_{UC} = 0,72 \times 11,98 = 8,63 \text{ KN}$
- $T_D = 0,72T_{UD} = 0,72 \times (-11,98) = -8,63 \text{ KN}$

• Travée DE :

- $T_D = 0,72T_{UD} = 0,72 \times 9,58 = 6,90 \text{ KN}$
- $T_E = 0,72T_{UE} = 0,72 \times (-9,58) = -6,90 \text{ KN}$

• Travée EF :

- $T_E = 0,72T_{UE} = 0,72 \times 11,98 = 8,63 \text{ KN}$
- $T_F = 0,72T_{UF} = 0,72 \times (-11,98) = -8,63 \text{ KN}$

• Travée FG :

- $T_F = 0,72T_{UF} = 0,72 \times 10,43 = 7,51 \text{ KN}$
- $T_G = 0,72T_{UG} = 0,72 \times (-10,54) = -7,59 \text{ KN}$

• Travée GH :

- $T_G = 0,72T_{UG} = 0,72 \times 9,60 = 6,91 \text{ KN}$
- $T_H = 0,72T_{UH} = 0,72 \times (-10,77) = -7,75 \text{ KN}$

III.3.8 Vérification à l'ELS**a- Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,64 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,45 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 139,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{139,36}{25,64} = 5,44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,837 \\ K_1 = 15,63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{5,76 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 112,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{112,78}{15,63} = 7,22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

⇒ Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b- Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$ (condition non vérifiée).

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche, il faut vérifier que :

- $f_v = \frac{M_{ts} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$

$$f = \frac{5,76 \cdot 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,86 \times 15208,36 \times 10^4} = 5,60 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm (Condition vérifiée)} ; \text{ Avec :}$$

- $I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_t (V_2 - C)^2$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,4^3 + 12,6^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,4 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,6 - 2)^2 = 21800,49 \text{ cm}^4$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t} = \frac{12 \times 20^2 / 2 + 53 \times 4^2 / 2 + 15 \times 3,39 \times 18}{12 \times 20 + 53 \times 4 + 15 \times 3,39} = 7,4 \text{ m} \\ V_2 = h - V_1 = 20 - 7,4 = 12,6 \text{ cm} \end{cases}$$

- $I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 21800,49}{1 + 0,56 \times 1,03} = 15208,36 \text{ cm}^4$, Tel que :

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{120}{650} \right) \cdot \frac{A_t}{b_0 \cdot d}} = \frac{0,016}{\frac{339}{120 \times 180}} = 1,03 ; (\rho = 0,016 \Rightarrow \beta_1 = 0,978)$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,56 ; (\sigma_s = \frac{M_{tmax}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = 96,52 \text{ MPa})$$

⇒ La flèche est vérifiée.

III.3.9. Conclusion

Après les calculs et vérifications, on adopte le ferrailage suivant :

- Armatures longitudinales :
 - Appuis : 2HA10 = 1,57 cm².
 - Travées : 3HA12 = 3,39 cm².
- Armatures transversales : 2HA8 = 1,00 cm² avec un espacement de 15 cm.

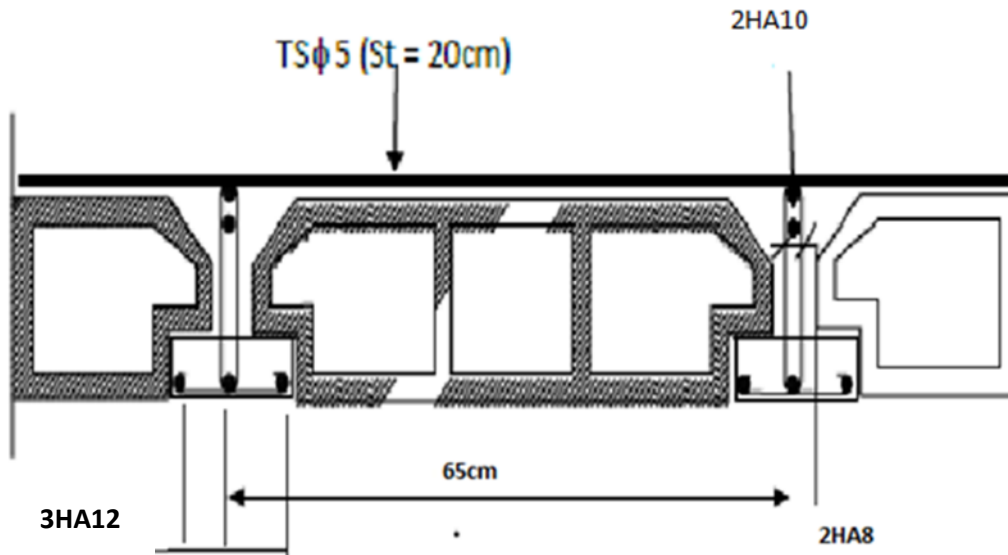


Figure III.10 : Ferrailage du plancher.

III.4. Escalier

Notre structure comporte un seul type d'escalier : à deux volées avec un palier intermédiaire.

III.4.1. Terminologie

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle repose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

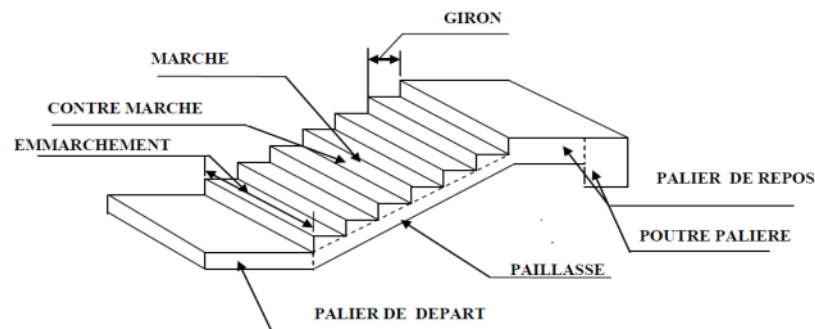


Figure III.11 : Coupe verticale d'un escalier.

III.4.2. Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement se fera à l'aide de la formule de BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur le plan, $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$; Avec :

- **La hauteur de la marche** : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$, soit : **$h = 17\text{cm}$** .
- **Nombre de contre marches**: $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches, avec :

$$H = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{m} \text{ (soit 2 volées de 1,53 m de hauteur).}$$

- **Nombre de marches** : $m = n - 1 = 8$ marches.
- **La largeur de la marche** : $28\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$, avec : $g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = \mathbf{30\text{cm}}$.
- **Vérification de la relation BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm} \leq 65\text{cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

⇒ La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable.

- **Epaisseur de la paillasse et du palier :**

Elle est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$; Avec :

- **L** : Longueur réelle de la paillasse et du palier : $L = L_0 + L' = 130 + 276 = 406\text{cm}$.

- **L'** : Longueur de la paillasse projetée : $L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 29,54^\circ} = 276\text{cm}$.

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **L₀** : Longueur du palier : $L_0 = 130\text{cm}$.

$$\Rightarrow \frac{406}{30} \leq ep \leq \frac{406}{20} \Rightarrow 13,53\text{cm} \leq ep \leq 20,3\text{cm} , \text{ On prend : } \mathbf{ep = 20\text{cm}}$$

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier intermédiaire.

III.4.3. Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur.

a- Charges permanentes

➤ Palier

Eléments	Poids (KN/ml)
Palier	$25 \times 0,2 = 5$
Revêtement	$0,36 + 0,4 + 0,4 + 0,2 = 1,36$
Charge totale du palier	$G_t = 6,36$

Tableau III.1 : Charge permanente du palier.

➤ Volée

Eléments	Poids (KN/ml)
Paillasse	$\frac{25 \times 0,2}{\cos 29,54^\circ} = 5,75$
Marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,12$
Revêtement	$0,36 + 0,4 + 0,4 + 0,2 = 1,36$
Charge totale de la volée	$G_t = 9,23$

Tableau III.2 : Charge permanente de la volée.

b- Charge concentrée

Mur extérieur en brique creuse : $F = 2,86 \times 2,36 \times 1\text{m} = 6,75\text{KN/ml}$.

c- Les surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est : $Q = 2,5\text{KN/ml}$.

d- Combinaisons des charges et surcharges

➤ **A l'ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

- Palier : $q_{up} = 1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 2,5 = 12,34 \text{ KN/ml}$.

- Volée : $q_{uv} = 1,35 \times 9,23 + 1,5 \times 2,5 = 16,21 \text{ KN/ml}$.

- Mur extérieur : $F = 1,35 \times 6,75 = 9,11 \text{ KN}$.

➤ **A l'ELS** : $q_s = G + Q$

- Palier : $q_{sp} = 6,36 + 2,5 = 8,86 \text{ KN/ml}$.

- Volée : $q_{sv} = 9,23 + 2,5 = 11,73 \text{ KN/ml}$.

- Mur extérieur : $F = 1 \times 6,75 = 6,75 \text{ KN}$.

III.4.4. Calcul des efforts internes à l'ELU

Pour déterminer les efforts, on fait référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre reposant sur deux appuis simples.

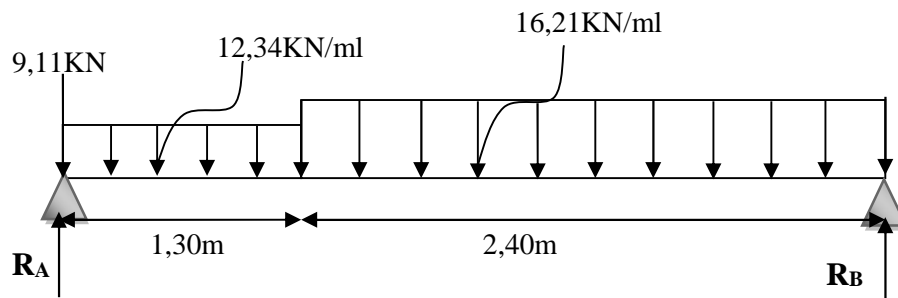


Figure III.12: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a- Réactions d'appuis

$$\bullet \sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - F - 1,30q_{up} - 2,40q_{uv} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 64,06 \text{ KN}$$

$$\bullet \sum M/A = 0 \Rightarrow 3,7 R_B - \frac{(1,30)^2}{2} q_{up} - \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) \times 2,4 q_{uv} = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 29,10 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 34,96 \text{ KN}$$

b- Efforts tranchants et moments fléchissants

➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$$\bullet \sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - F - q_{up} \cdot x = 34,96 - 9,11 - 12,34x = 25,85 - 12,34x$$

- Pour $x = 0$: $T(x) = 25,85 \text{ KN}$

- Pour $x = 1,30 \text{ m}$: $T(x) = 9,81 \text{ KN}$

$$\bullet \sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = R_A \cdot x - F \cdot x - q_{up} \cdot \frac{x^2}{2} = 34,96x - 9,11x - 12,34 \frac{x^2}{2} = 25,85x - 12,34 \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0$: $M(x) = 0 \text{ KN.m}$

- Pour $x = 1,30 \text{ m}$: $M(x) = 23,17 \text{ KN.m}$

➤ **2^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$\bullet \sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = -R_B + q_{uv} \cdot x = -29,10 + 16,21x$$

- Pour $x = 0$: $T(x) = -29,10 \text{ KN}$

- Pour $x = 2,40 \text{ m}$: $T(x) = 9,81 \text{ KN}$

$$\bullet \sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = R_B \cdot x - q_{uv} \cdot \frac{x^2}{2} = 29,10x - 16,21 \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0$: $M(x) = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 2,40\text{m}$: $M(x) = 23,17 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul de M_{\max}**

- Calcul de la valeur x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = M_{\max}$:

$$16,21x - 29,10 = 0 \Rightarrow x = 1,795\text{m (de la droite)} \Rightarrow M_{u_{\max}} = M(1,795) = 26,12\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis: $M_{u_a} = -0,3M_{u_{\max}} = -7,84 \text{ KN.m}$
- En travée: $M_{u_t} = 0,85M_{u_{\max}} = 22,2 \text{ KN.m}$

c- Diagramme des efforts internes

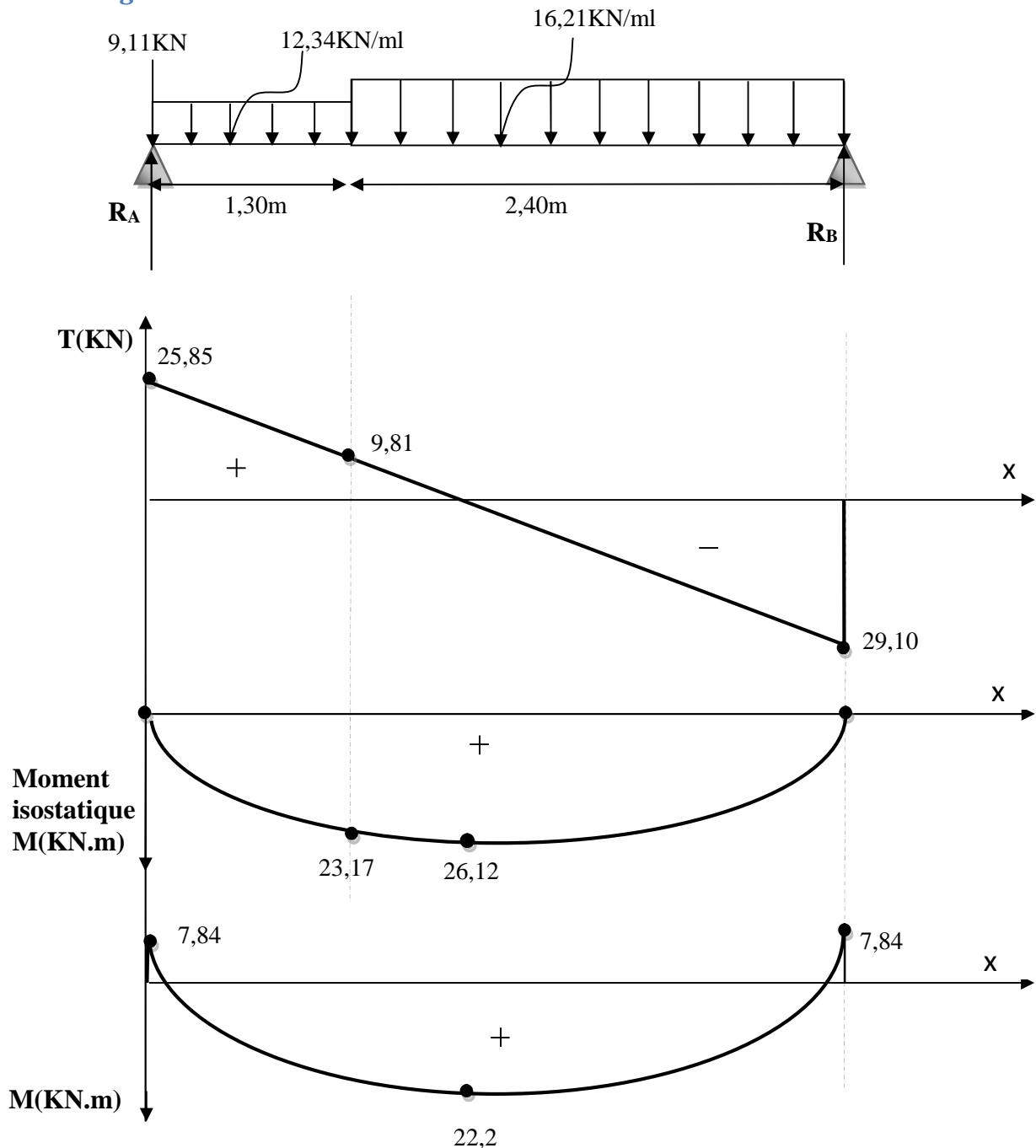


Figure III.13 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.4.5. Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur en flexion simple, en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédents.

Avec :

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



a- Aux appuis

➤ Armatures principales

$$\bullet \mu = \frac{Mu_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,84 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,017 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,991$$

$$\bullet A_a = \frac{Mu_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,84 \times 10^6}{0,991 \times 180 \times 348} = 126,29 \text{ mm}^2 = 1,26 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

➤ Armatures de répartition

$$\bullet A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

b- En travée

➤ Armatures principales

$$\bullet \mu = \frac{Mu_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,2 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,048 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,975$$

$$\bullet A_t = \frac{Mu_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,2 \times 10^6}{0,975 \times 180 \times 348} = 363,49 \text{ mm}^2 = 3,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

➤ Armatures de répartition

$$\bullet A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

III.4.6. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 180 \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ (Condition vérifiée).

- En travée : $A_t = 4,52\text{cm}^2 > A_{\min}$ (Condition vérifiée).

b- Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$.

$$S_{t\max} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

- Armatures de répartition : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 33\text{cm}$.

$$S_{t\max} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

c- Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

Il faut vérifier que : $\tau < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$

$$\tau = \frac{Tu_{\max}}{bd} = \frac{29,10 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

d- Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91/ Art A.5.1.313)

➤ Influence sur le béton

Il faut vérifier que :

$$\frac{2Tu_{\max}}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Tu_{\max} \leq \frac{0,4f_{c28} \times 0,9bd}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 1000 \times 0,9 \times 180}{1,5} = 1080\text{KN}$$

$$Tu_{\max} = 29,10\text{KN} < 1080\text{KN} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Influence sur l'acier

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(Tu + \frac{Ma}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(29,10 \times 10^3 + \frac{-7,84 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 0,55\text{cm}^2$$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2 > 0,55 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

e- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91/ Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{Tu_{\max}}{0,9d \times \sum U_i} ; \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,10 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 15,072} = 1,19\text{MPa} < 3,15\text{MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

f- Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/ Art A.6.1.2.1)

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} , \text{ Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm} \Rightarrow L_a = 0,4L_s = 16,93\text{cm}, \text{ soit : } L_a = 17\text{cm}$$

Les règles du BAEL91 modifiées 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet est au moins égal à $0,4L_s$ pour les aciers HA.

III.4.7. Calcul à l'ELS

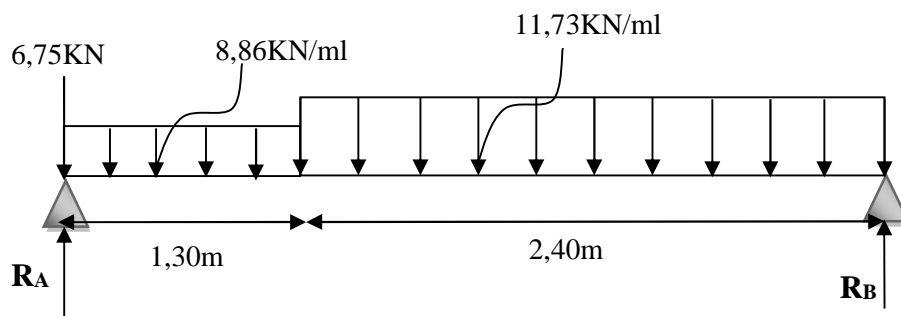


Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

a- Réactions d'appuis

- $\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - F - 1,30q_{sp} - 2,40q_{sv} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 46,42\text{KN}$
 - $\sum M/A = 0 \Rightarrow 3,7 R_B - \frac{(1,30)^2}{2} q_{sp} - \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) \times 2,4 q_{sv} = 0$
- $\Rightarrow R_B = 21,045 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 25,375 \text{ KN}$

b- Efforts tranchants et moments fléchissants

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30\text{m}$

- $\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - F - q_{sp} \cdot x = 25,375 - 6,75 - 8,86x = 18,625 - 8,86x$
- Pour $x = 0$: $T(x) = 18,63 \text{ KN}$
- Pour $x = 1,30\text{m}$: $T(x) = 7,11 \text{ KN}$
- $\sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = R_A \cdot x - F \cdot x - q_{sp} \cdot \frac{x^2}{2} = 25,375x - 6,75x - 8,86 \frac{x^2}{2} = 18,625x - 8,86 \frac{x^2}{2}$
- Pour $x = 0$: $M(x) = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 1,30\text{m}$: $M(x) = 16,725\text{KN.m}$

➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

- $\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = -R_B + q_{sv} \cdot x = -21,045 + 11,73x$
- Pour $x = 0$: $T(x) = -21,045 \text{ KN}$
- Pour $x = 2,40\text{m}$: $T(x) = 7,11 \text{ KN}$
- $\sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = R_B \cdot x - q_{sv} \cdot \frac{x^2}{2} = 21,045x - 11,73 \frac{x^2}{2}$
- Pour $x = 0$: $M(x) = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 2,40\text{m}$: $M(x) = 16,725\text{KN.m}$

➤ Calcul de M_{\max}

- Calcul de la valeur x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = M_{\max}$:

$$11,73x - 21,045 = 0 \Rightarrow x = 1,79\text{m (de la droite)} \Rightarrow M_{s_{\max}} = M(1,79) = 18,88\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{s_a} = -0,3M_{u_{\max}} = -5,66\text{KN.m}$
- En travée : $M_{s_t} = 0,85M_{u_{\max}} = 16,05\text{KN.m}$

c- Diagramme des efforts internes

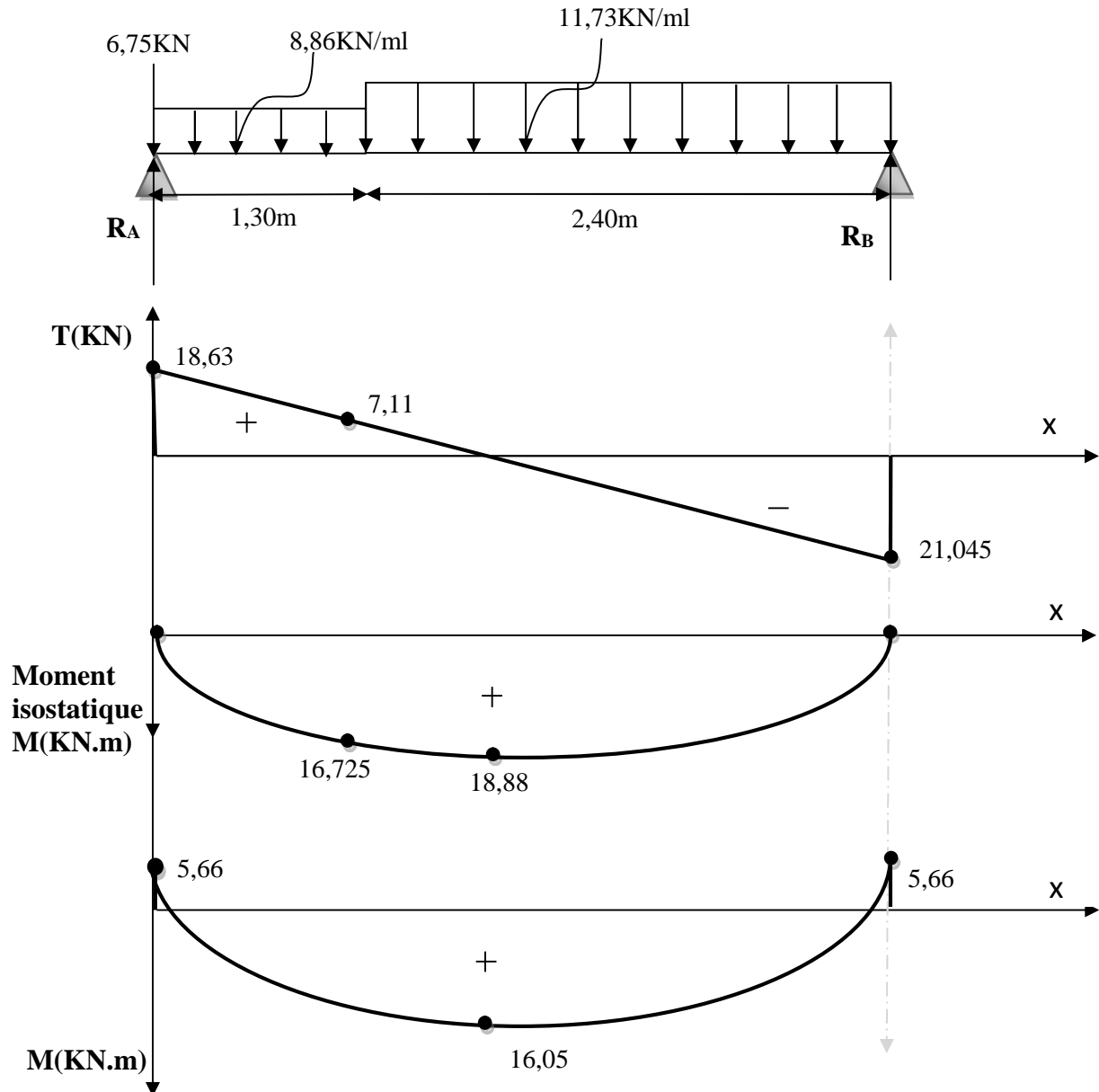


Figure III.15: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.4.8. Vérification à l'ELS

a- Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ K_1 = 58,53 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,66 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 314} = 107,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{107,45}{58,53} = 1,84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,920 \\ K_1 = 47,5 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16,05 \times 10^6}{0,920 \times 180 \times 452} = 214,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{214,43}{47,5} = 4,51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

⇒ Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b- Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

• $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$ (Condition non vérifiée).

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche, il faut vérifier que :

• $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4 \text{ mm}$

$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,73 \times (3700)^4}{10818,86 \times 708635911,3} = 3,73 \text{ mm} \leq 7,4 \text{ mm}$ (Condition vérifiée) ; Avec :

• $I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{1000}{3} (102,62^3 + 97,38^3) + 15 \times 452(97,38 - 20)^2$

$I = 708635911,3 \text{ mm}^4$

Tel que : $\begin{cases} V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{1000 \times 200^2 / 2 + 15 \times 452 \times 180}{1000 \times 200 + 15 \times 452} = 102,62 \text{ mm} \\ V_2 = h - V_1 = 200 - 102,62 = 97,38 \text{ mm} \end{cases}$

⇒ La flèche est vérifiée.

III.4.9. Conclusion

L'escalier sera ferrailé comme suit :

• **Aux Appuis**

- Armatures principales : 4HA10, avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : 4HA8, avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

• **En travée**

- Armatures principales : 4HA12, avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : 4HA8, avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

III.5. Poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux, sa portée max est de 2,95m.

III.5.1. Pré dimensionnement

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$; Avec :

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

h_t : hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow \frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19,67 \leq h_t \leq 29,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$ (D'après les exigences du RPA).

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$ (D'après les exigences du RPA).

\Rightarrow Les dimensions de la poutre palière sont: $b \times h = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.5.2. Détermination des charges revenant à la poutre

- Poids propre de la poutre : $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 34,96 \text{ KN}$.
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 25,375 \text{ KN}$.

III.5.3. Calcul des efforts internes à l'ELU

$$q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times 1,875 + 34,96 = 37,49 \text{ KN/ml}$$

a- Réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{37,49 \times 2,95}{2} = 55,30 \text{ KN}$$

b- Effort tranchant et moment isostatique

- $T_u = R_A = R_B = 55,30 \text{ KN}$.
- $M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{37,49 \times 2,95^2}{8} = 40,78 \text{ KN.m}$.

En tenant compte de l'effet du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_{u_a} = -0,3M_u = -12,23 \text{ KN.m}$.
- En travée : $M_{u_t} = 0,85M_u = 34,66 \text{ KN.m}$.

c- Diagramme des efforts internes à l'ELU

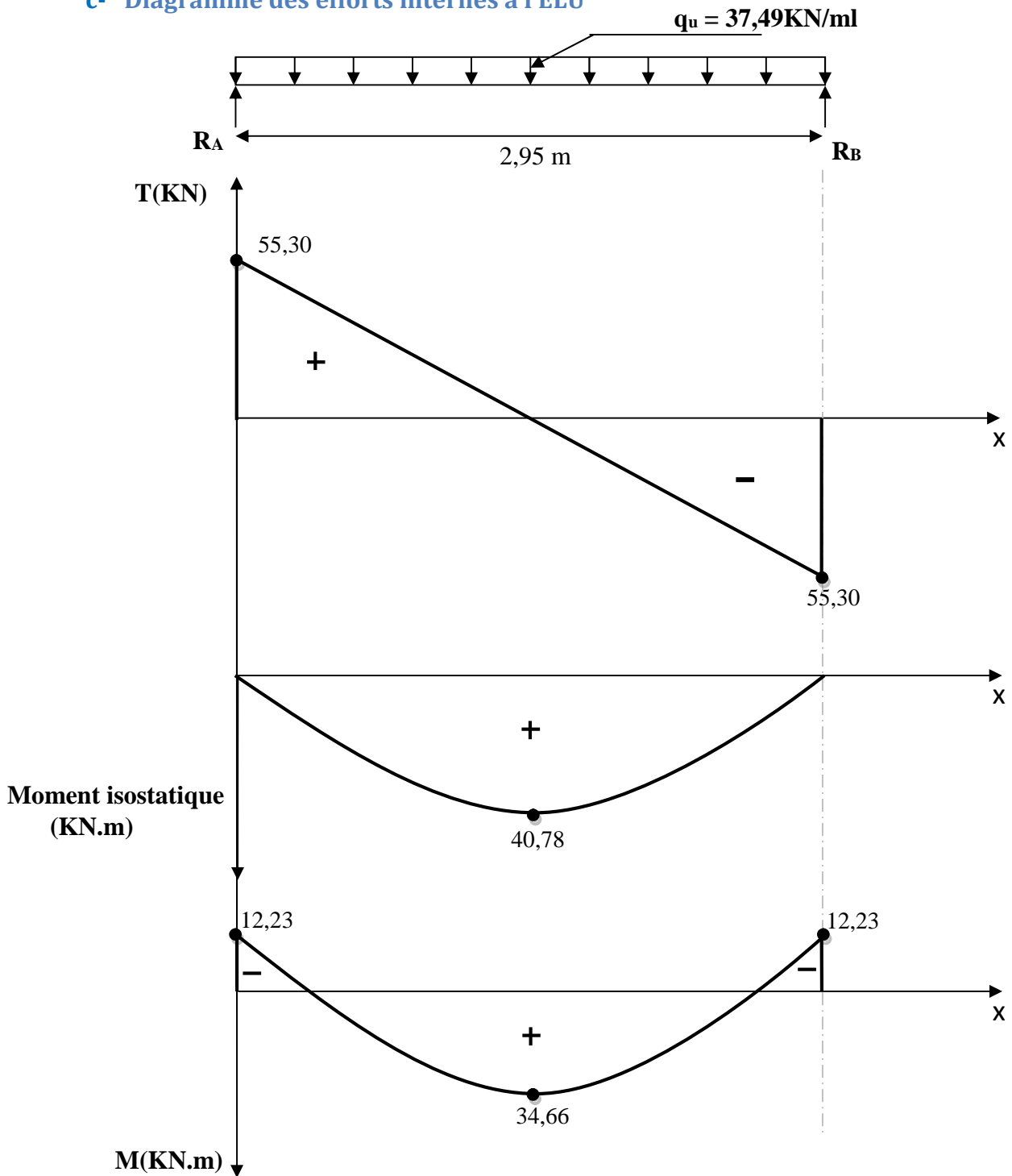


Figure III.16 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5.4. Calcul des armatures à l'ELU

a- En travée

- $\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34,66 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,125 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section Simplement Armée (SSA).

$$\Rightarrow \beta = 0,933$$

- $A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,66 \times 10^6}{0,933 \times 280 \times 348} = 381,25 \text{ mm}^2 = 3,81 \text{ cm}^2$

Soit : $3\text{HA}14 = 4,62\text{cm}^2$.

b- Aux appuis

$$\bullet \mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,23 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,044 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}.$$

$$\Rightarrow \beta = 0,978$$

$$\bullet A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,23 \times 10^6}{0,978 \times 280 \times 348} = 12,78 \text{ mm}^2 = 1,28 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

III.5.5. Vérification à l'ELU

a- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 250 \times 280 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ (Condition vérifiée).
- En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ (Condition vérifiée).

b- Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{55,25 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

c- Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}, \text{ Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 50 \text{ cm}.$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets, la longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4L_s = 19,75 \text{ cm, soit : } L_a = 20 \text{ cm}.$$

d- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ Influence sur le béton

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{2T_{u\max}}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{u\max} \leq \frac{0,4f_{c28} \times 0,9bd}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 250 \times 0,9 \times 280}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 55,30 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Influence sur les armatures

$$\text{Il faut vérifier que : } A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{55,30 \times 10^3}{348} = 158,91 \text{ mm}^2 = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,59 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

e- Armatures transversales

- Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \min\left\{\frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10}\right\} = \min\{0,86; 1,4; 2,5\} = 0,86 \text{ cm, on prend : } \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm.}}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un cadre et d'un étrier,

$$\text{Soit : } \mathbf{A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.}$$

- D'après le RPA99 VERSION 2003 (Art 7.5.2.2), les espacements seront donnés comme suit :

- La zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(7,5; 9,6) = 7,5$, on prend : $\mathbf{S_t = 7cm.}$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$, on prend : $\mathbf{S_t = 15cm.}$

III.5.6. Calcul à l'ELS

$$q_s = G + R_s = 1,875 + 25,375 = 27,25\text{KN/ml}$$

a- Réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{27,25 \times 2,95}{2} = 40,19 \text{ KN}$$

b- Effort tranchant et moment isostatique

- $T_s = R_A = R_B = 40,19\text{KN}$
- $M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{27,25 \times 2,95^2}{8} = 29,64\text{KN.m}$

En tenant compte de l'effet du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_{s_a} = -0,3M_s = -8,89 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{s_t} = 0,85M_s = 25,19 \text{ KN.m}$

c- Diagramme des efforts internes à l'ELS

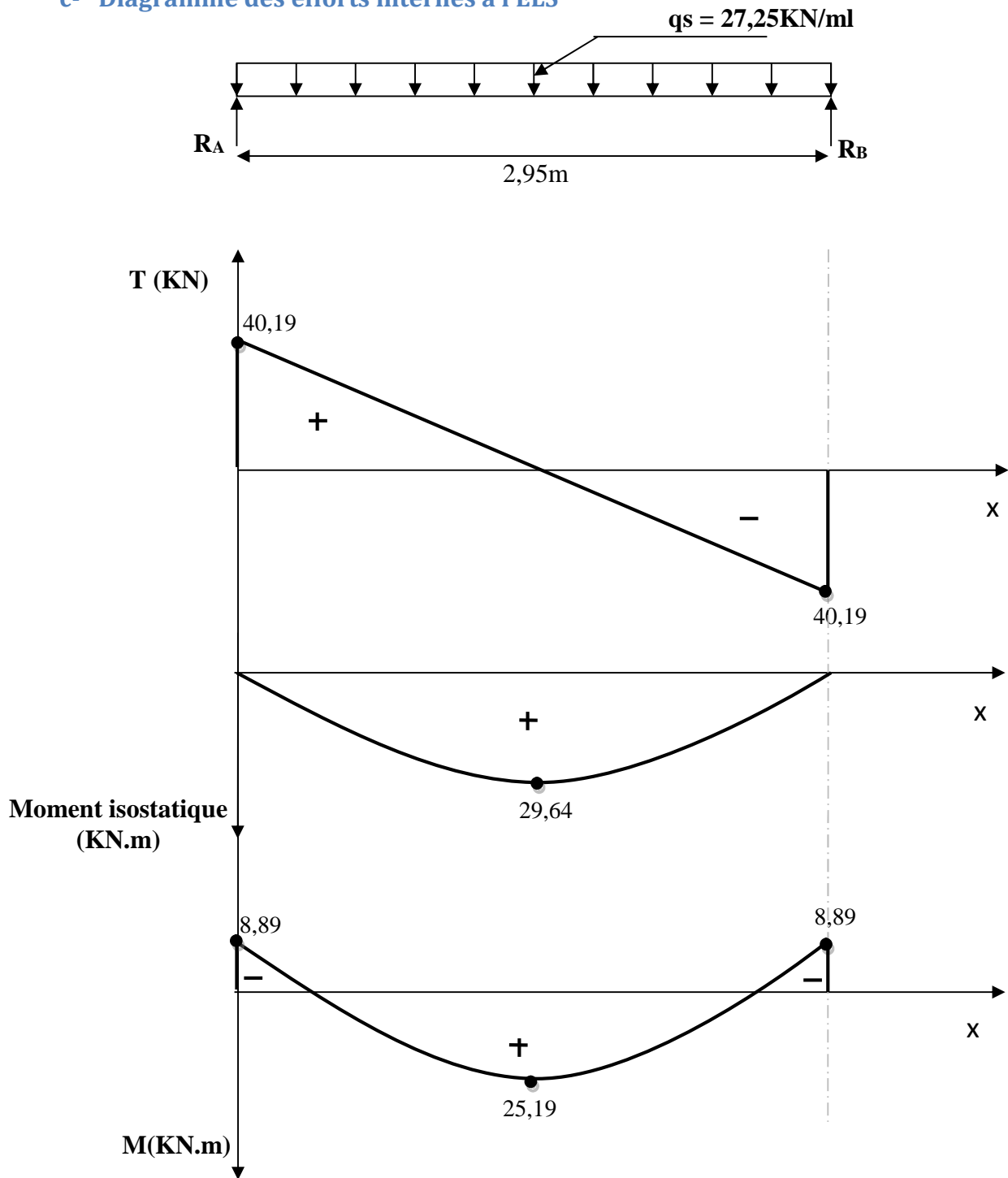


Figure III.17: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.5.7. Vérification à l'ELS

a- Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,660 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,881 \\ K_1 = 27,02 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8,89 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 78,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{78,01}{27,02} = 2,89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,660 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,881 \\ K_1 = 27,02 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,19 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 221,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{221,03}{27,02} = 8,18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée).}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c- Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,102 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ (Condition vérifiée).
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b.d} = 0,0066 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ (Condition vérifiée).
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,102 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = 0,085$ (Condition vérifiée).

⇒ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.8. Conclusion

La poutre palière sera ferrillée comme suit :

- Armatures principales :
 - Aux appuis : 3HA14.
 - En travée : 3HA14.
- Armatures transversales : 4Ø8.

III.6. Poutre de chaînage

III.6.1. Détermination des charges et surcharges

a- Charge permanente

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur extérieur : $G_m = (3,06 - 0,35) \times 2,36 = 6,40 \text{ KN/ml}$.
- Poids du plancher : $P_p = 5,16 \times \frac{0,65}{2} = 1,68 \text{ KN/ml}$.
- La charge permanente totale : $G_T = 1,5 + 6,40 + 1,68 = 9,58 \text{ KN/ml}$.

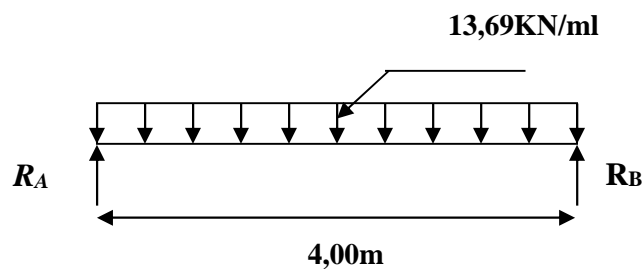
b- Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ KN/ml}$$

c- Combinaison de charges

- A l'ELU : $q_u = 1,35G_T + 1,5Q = 13,69 \text{ KN/ml}$.
- A l'ELS : $q_s = G_T + Q = 10,07 \text{ KN/ml}$.

III.6.2. Calcul des efforts internes à l'ELU



a- Réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{13,69 \times 4}{2} = 27,38 \text{ KN}$$

b- Efforts tranchant et moments fléchissant

- $T_u = R_A = R_B = 27,38 \text{ KN}$.
- $M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{13,69 \times 4^2}{8} = 27,38 \text{ KN.m}$.

Tenant compte de l'effet du semi-encastrement on aura :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_u = -8,21 \text{ KN.m}$.
- En travée : $M_{ut} = 0,85M_u = 23,27 \text{ KN.m}$.

c- Diagramme des efforts internes

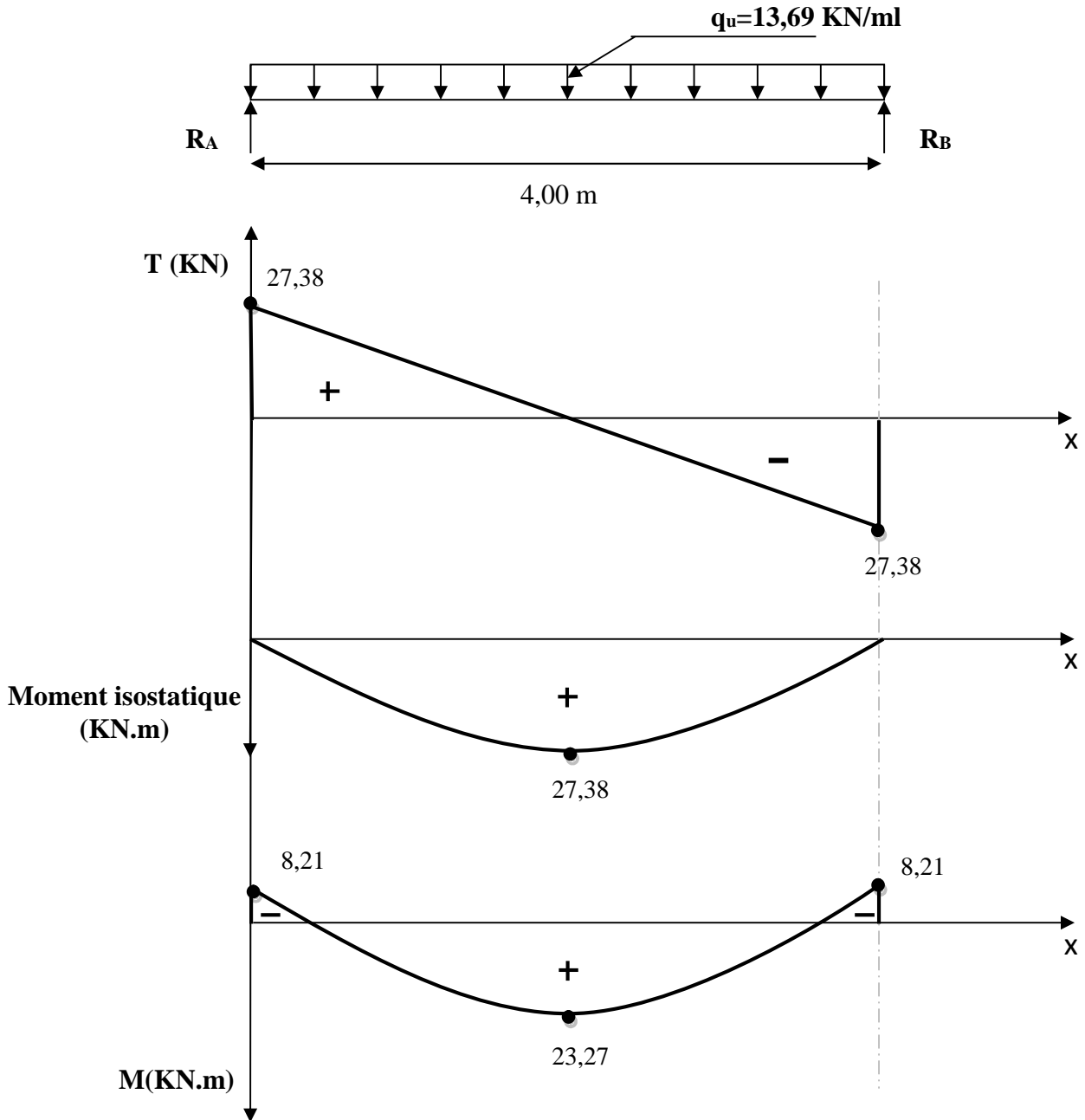


Figure III.18 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.6.3. Calcul des armatures à l'ELU

a- En travée

- $\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,27 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,1 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}$.

$$\Rightarrow \beta = 0,947$$

- $A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,27 \times 10^6}{0,947 \times 280 \times 348} = 252,18 \text{ mm}^2 = 2,52 \text{ cm}^2$

Soit : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

b- Aux appuis

$$\bullet \mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,21 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,037 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA).}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,982$$

$$\bullet A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,21 \times 10^6}{0,982 \times 280 \times 348} = 85,80 \text{ mm}^2 = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 = 3,39 cm²**.

III.6.4. Vérification à l'ELU**a- Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 200 \times 280 \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ (Condition vérifiée).

• En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ (Condition vérifiée).

b- Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{27,38 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

c- Vérification d'adhérence des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,21)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 d \sum u_i} = \frac{27,38 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 113,04 \text{ mm.}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

d- Ancrage des barres

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,3 \text{ cm, soit : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

Comme L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_t = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$

e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**➤ Influence sur le béton**

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{2T_{u\max}}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{u\max} \leq \frac{0,4f_{c28} \times 0,9bd}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 200 \times 0,9 \times 280}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 27,38 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Influence sur les armatures

Il faut vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{27,38 \times 10^3}{348} = 78,68 \text{ mm}^2 = 0,79 \text{ cm}^2$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,79 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

f- Armatures transversales

- Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \min\left\{\frac{30}{35}; 1,2; \frac{20}{10}\right\} = \min\{0,86; 1,2; 2\} = 0,86 \text{ cm, on prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un cadre et d'un étrier,

Soit : $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- L'espacement maximal des armatures transversales est:

$S_{t\max} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(25,2; 40\text{cm})$, on prend: $S_{t\max} = 25\text{cm}$.

g- Exigences du RPA

➤ Armatures longitudinales (Art.7.5.2.1)

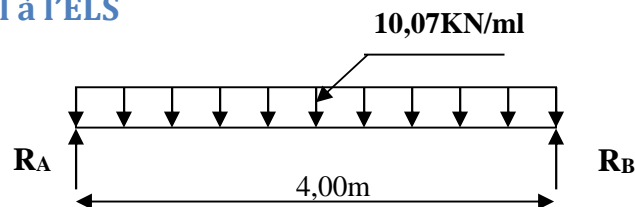
$A_l = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,5\%$ de la section (Condition vérifiée).

Avec : $0,5\%$ de la section = $0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$.

➤ Armatures transversales (Art.7.5.2.2)

- La zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(7,5; 14,4) = 7,5$, on prend : $S_t = 7 \text{ cm}$.
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$, on prend : $S_t = 10 \text{ cm}$.

III.6.5. Calcul à l'ELS



a- Réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{10,07 \times 4}{2} = 20,14 \text{ KN}$$

b- Effort tranchant et moment fléchissant

- $T_u = R_A = R_B = 20,14 \text{ KN}$
- $M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{10,07 \times 4^2}{8} = 20,14 \text{ KN.m}$

Tenant compte de l'effet du semi-encastrement on aura :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3M_s = -6,04 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{st} = 0,85M_s = 17,12 \text{ KN.m}$

c- Diagramme des efforts internes à l'ELS

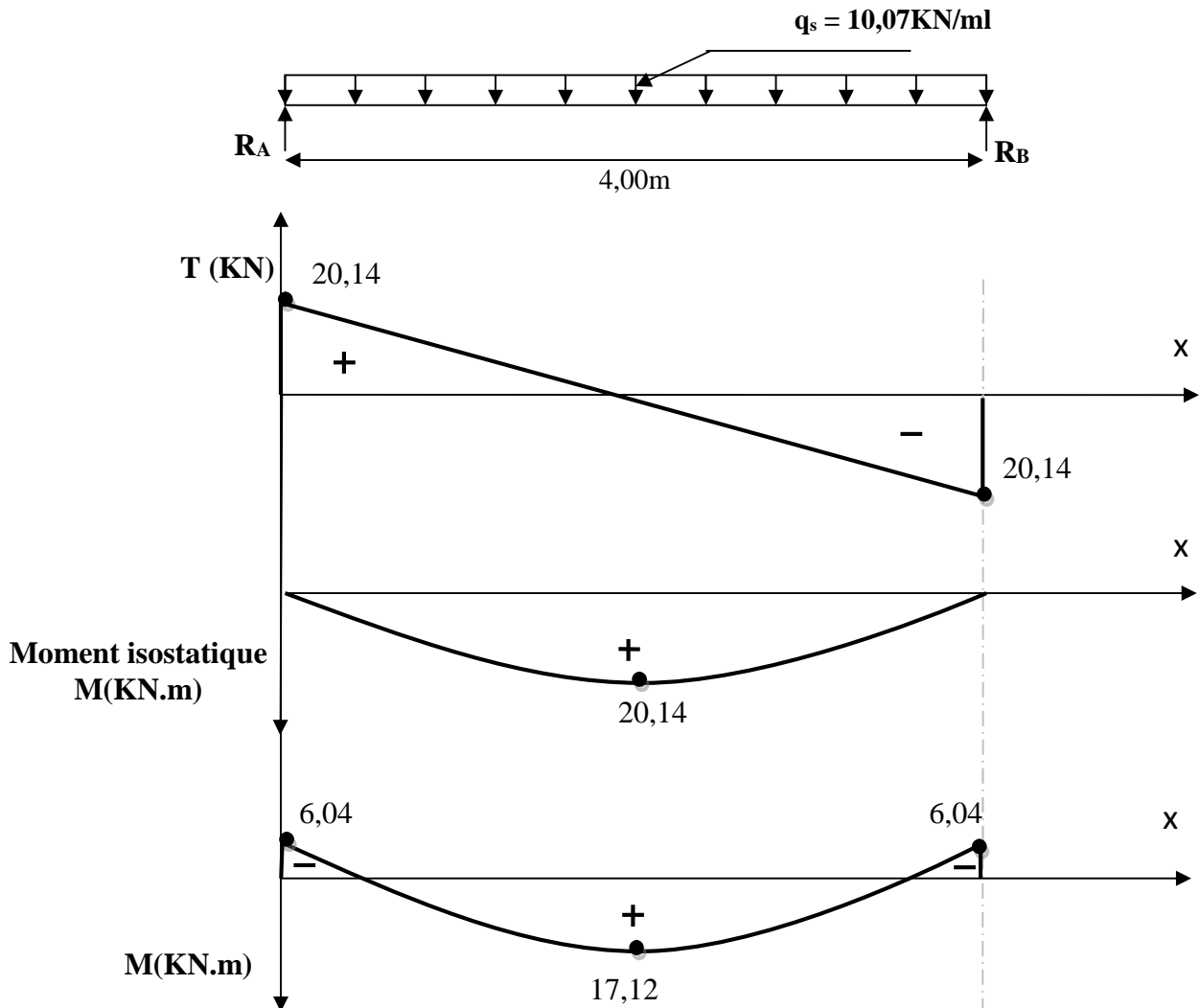


Figure III.19: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.6.6. Vérification à l'ELS

a- Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,48 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6,04 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 71,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{71,90}{28,48} = 2,52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,48 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{17,12 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} = 203,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{203,80}{28,48} = 7,16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

⇒ Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c- Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.8.424)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ (Condition vérifiée).
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b.d} = 0,0061 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ (Condition vérifiée).
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,075 \leq \frac{M_t}{10.M_0} = 0,085$ (Condition non vérifiée).

⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire, il faut vérifier que :

- $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s.L^4}{E_v.I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,07 \times (4000)^4}{10818,86 \times 529222402,2} = 5,86 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm (Condition vérifiée)} ; \text{ Avec :}$$

- $I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{200}{3}(160,16^3 + 139,84^3) + 15 \times 339(139,84 - 20)^2$
 $I = 529222402,2 \text{ mm}^4$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{200 \times 300^2 / 2 + 15 \times 339 \times 280}{200 \times 300 + 15 \times 339} = 160,16 \text{ mm} \\ V_2 = h - V_1 = 300 - 160,16 = 139,84 \text{ mm} \end{cases}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

III.6.7. Conclusion

La poutre de chaînage sera ferrillée comme suit :

- Armatures principales :
 - Aux appuis: 3HA12.
 - En travée: 3HA12.
- Armatures transversales: 4Ø8.

CHAPITRE IV

MODELISATION

IV.1. Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenue indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS Version «9.7.4».

IV.2. Description du logiciel ETABS

ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau...etc).

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.3. Etapes de Modélisation

ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les principales étapes sont les suivantes :

- Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...) ;
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/VERSION2003 ;

- Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- Définition du séisme ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3.1. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA 99/VERSION 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 2 groupe d'usage 2.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul des structures (ETABS 9.7.4).

IV.3.2. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4. La modélisation

IV.4.1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

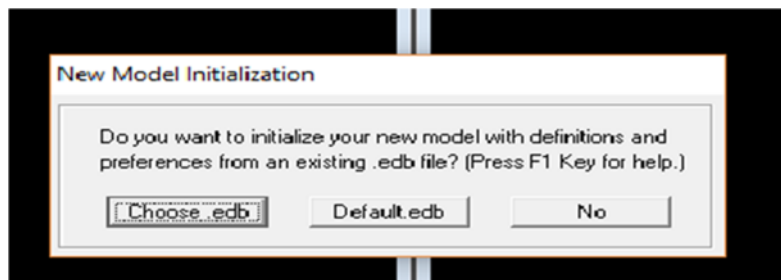
a- Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unité de base pour les forces et déplacements :



b- Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, on sélectionne : **File** ⇒ **New model**



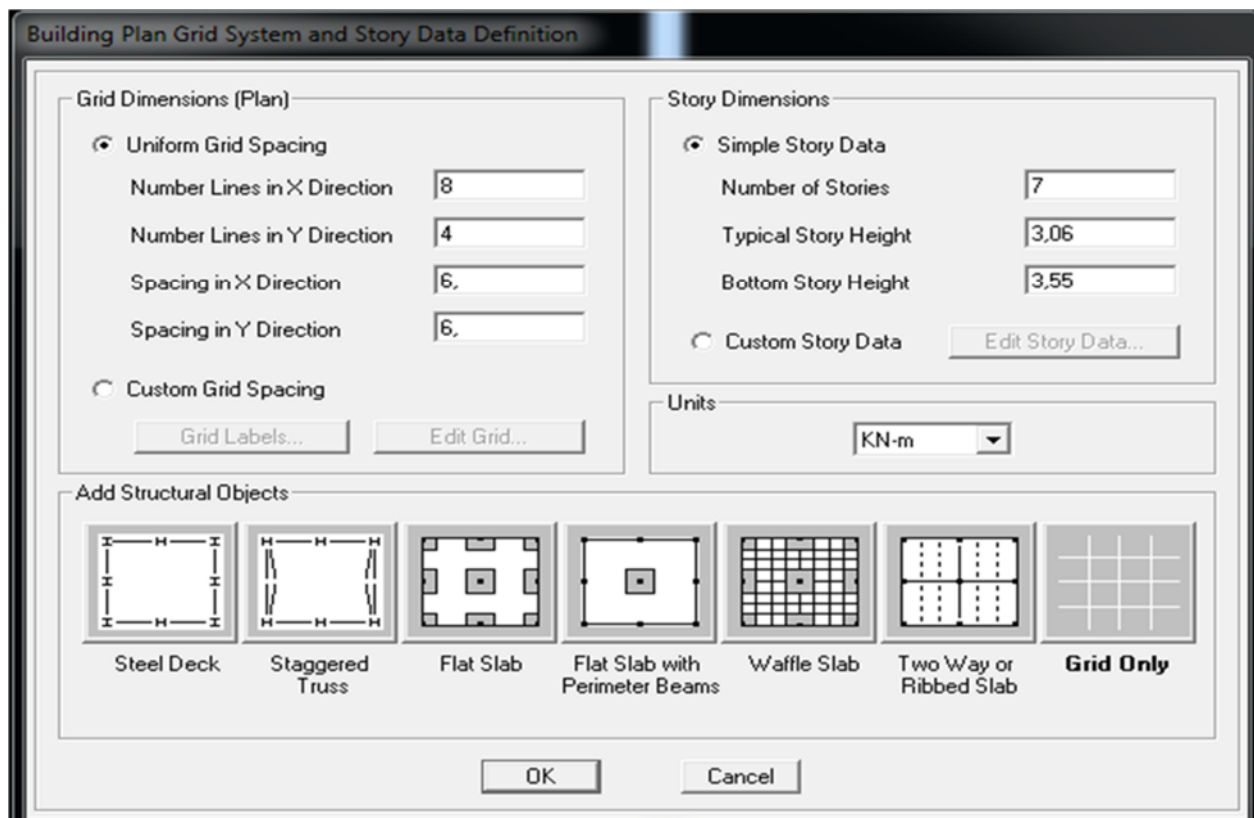
« **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.

« **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes, on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- le nombre de lignes suivant les deux directions X et Y ;
- le nombre de travées dans les deux sens X et Y ;
- les hauteurs des différents étages ;
- le nombre d'étages ;
- les longueurs des travées.



On clique sur **Define** puis **Material proprietes**, on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

IV.4.3. Troisième étape

Elle consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...). On commence par affecter les sections des poteaux et ceci en choisissant le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

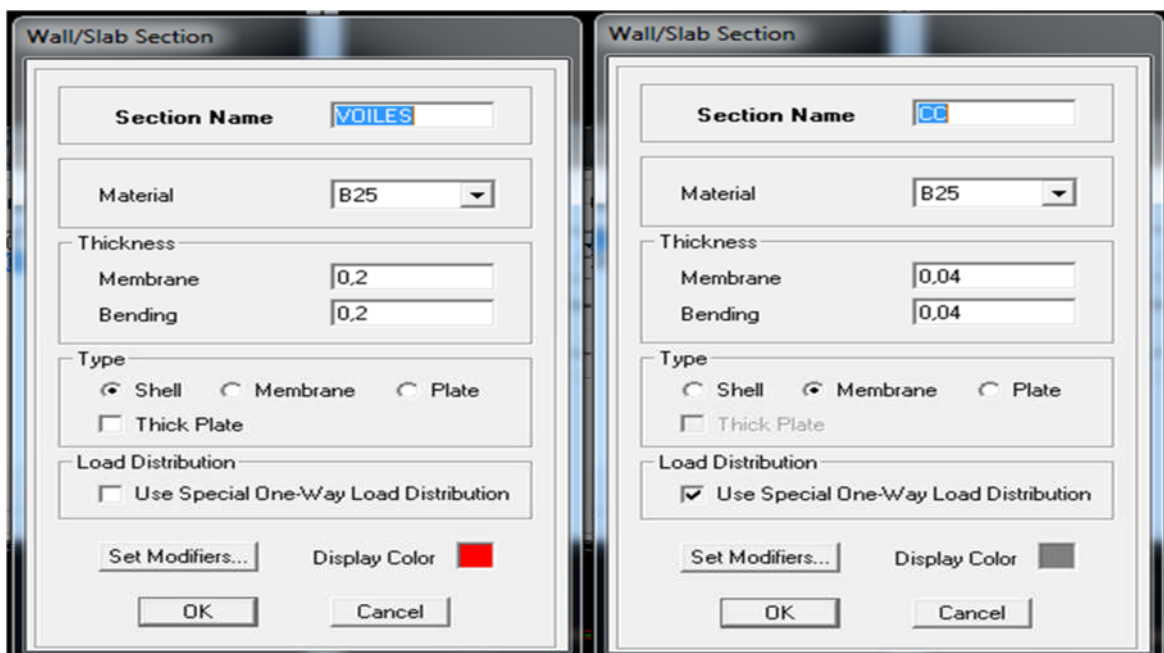
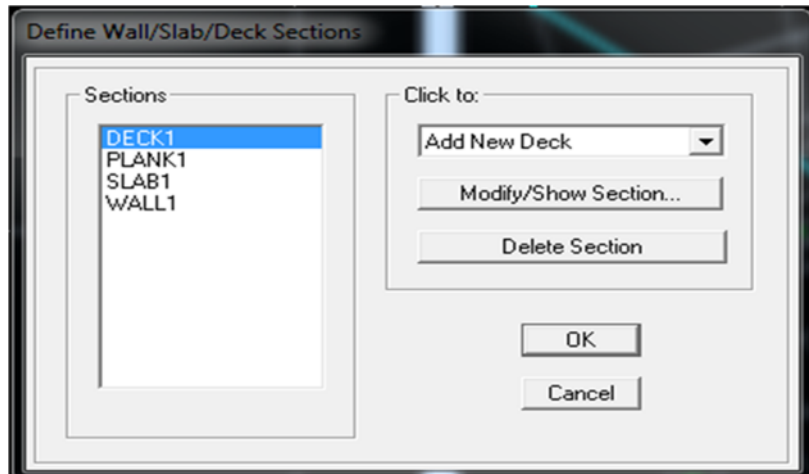
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section Properties**, on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculées par ETABS.

- On procèdera de la même manière pour les autres éléments.

- Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), on passe aux éléments plaques (planchers, voiles).


On choisit le menu **Define** et **Wall/Slab**



a- Dessin des éléments de la structure



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments, on doit suivre les étapes ci-après:


➤ Poteaux

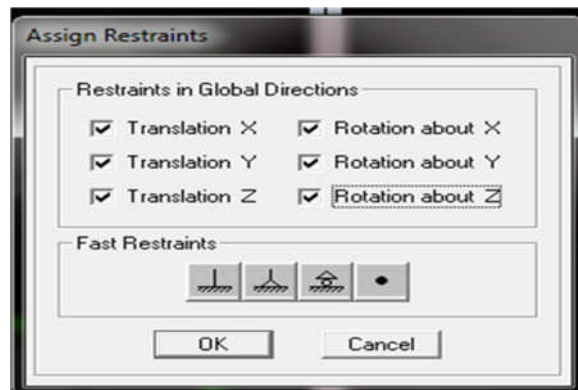
On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche **Properties of Object**, **None** on choisit le nom de la section (POT35×40 par exemple), on valide.

➤ Poutres et voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur l'icône  pour les poutres, et sur l'icône  pour les voiles.

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur l'icône , la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

IV.4.4. Quatrième étape

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduit un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T . Les données à introduire dans le logiciel sont :

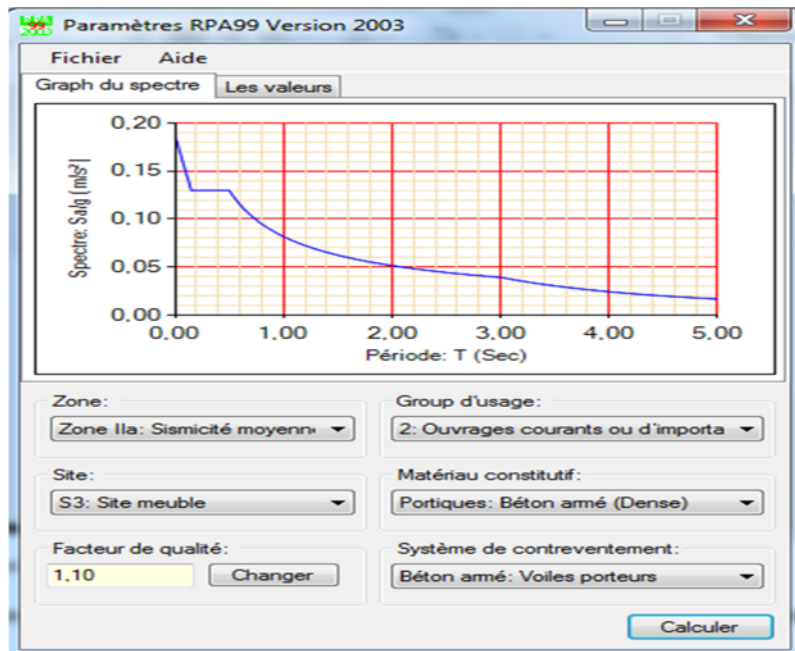
- **Zone** : IIa (Zone de moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA99 VERSION 2003).
- **Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA99 VERSION 2003).
- **Coeff comportement** : mixte (portique /voile) avec interaction.
- **Amortissement** : 10 %.
- **Site** : S3.
- **Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - Conditions minimales sur les files de contreventement,
 - la redondance en plan.
 - la régularité en plan.
 - la régularité en élévation.
 - Contrôle de la qualité des matériaux.
 - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$; Avec :

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Après avoir vérifié les conditions ci-dessus, on trouve le facteur de qualité $Q = 1,10$.

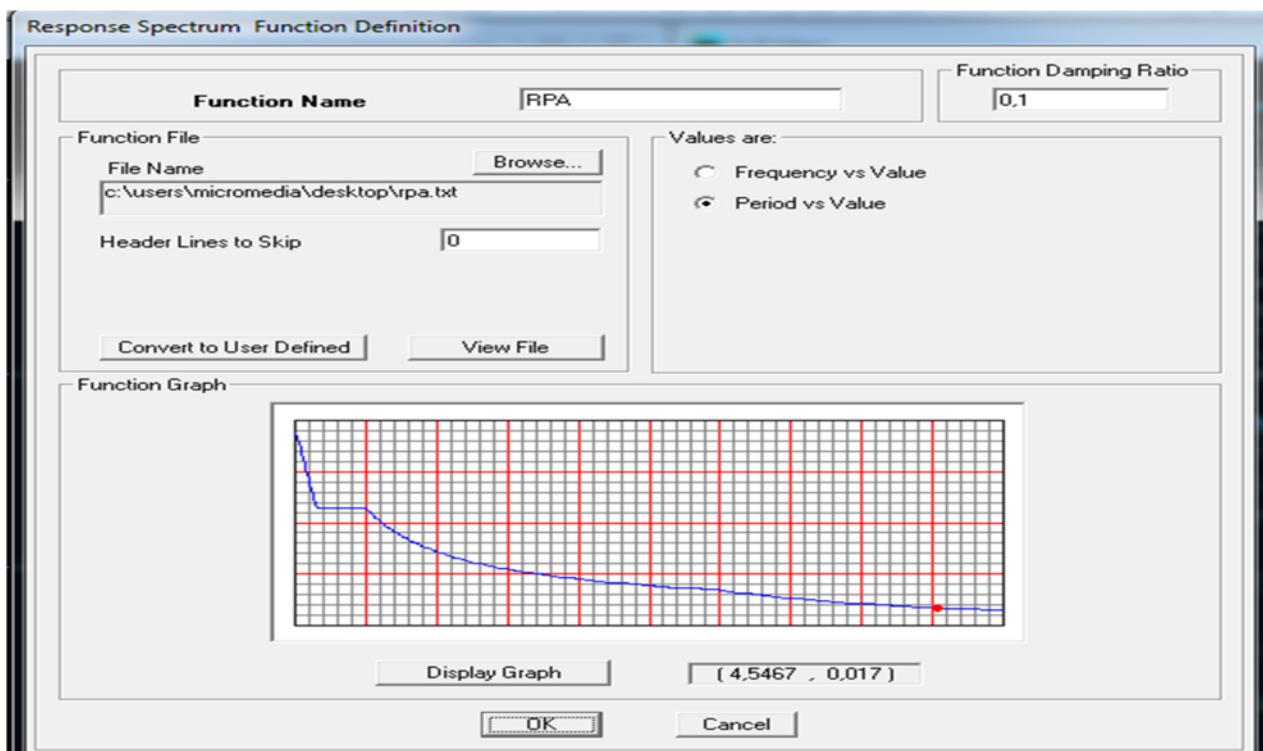
On introduit dans le logiciel  les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Texte** pour voir les valeurs.



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

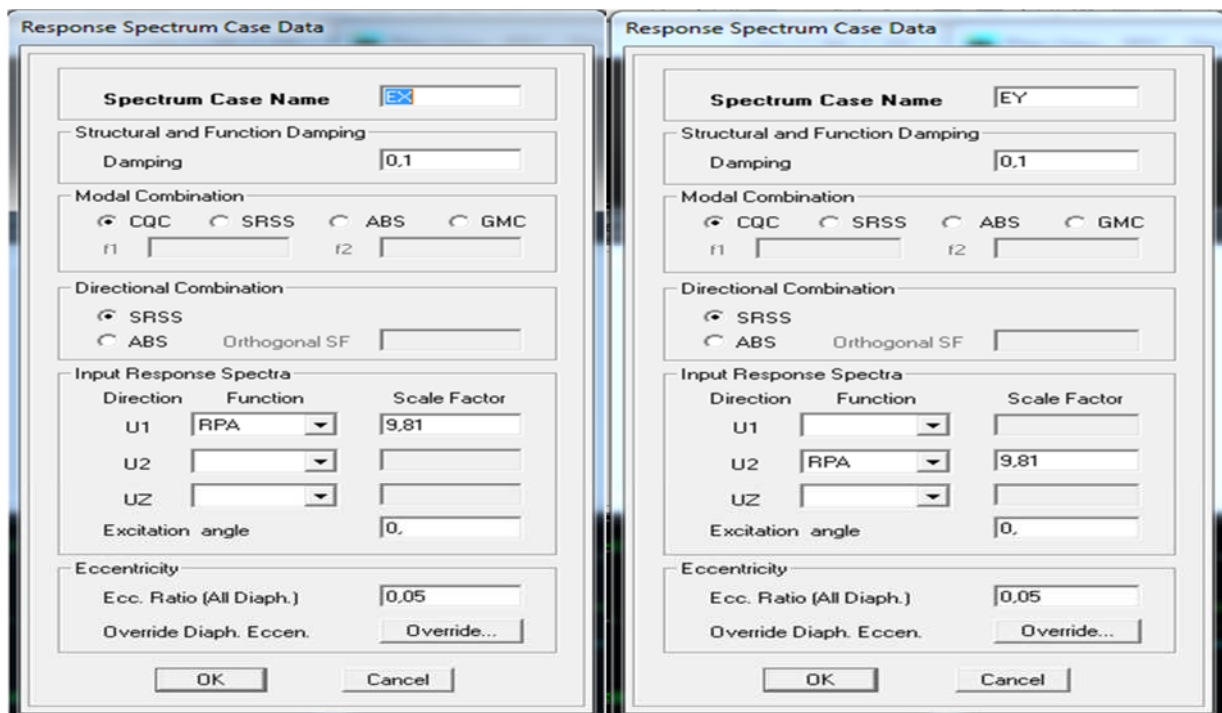
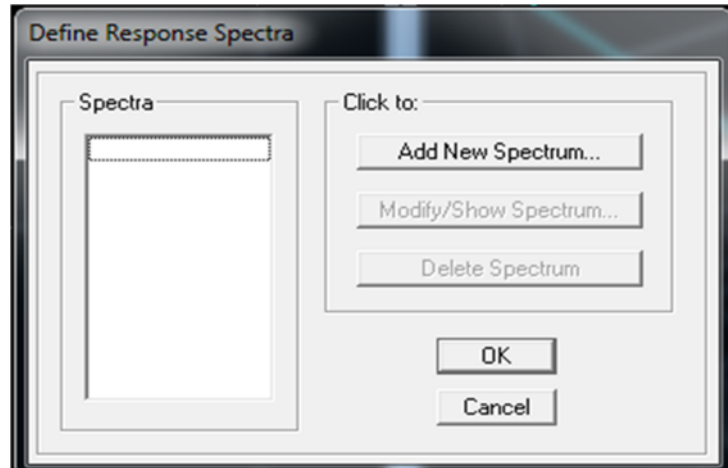
Define ⇒ Response Spectrum Functions ⇒ Add New Function.

Function Name (nom du spectre) : RPA



Le spectre étant introduit, on passe à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.



IV.4.5. Cinquième étape

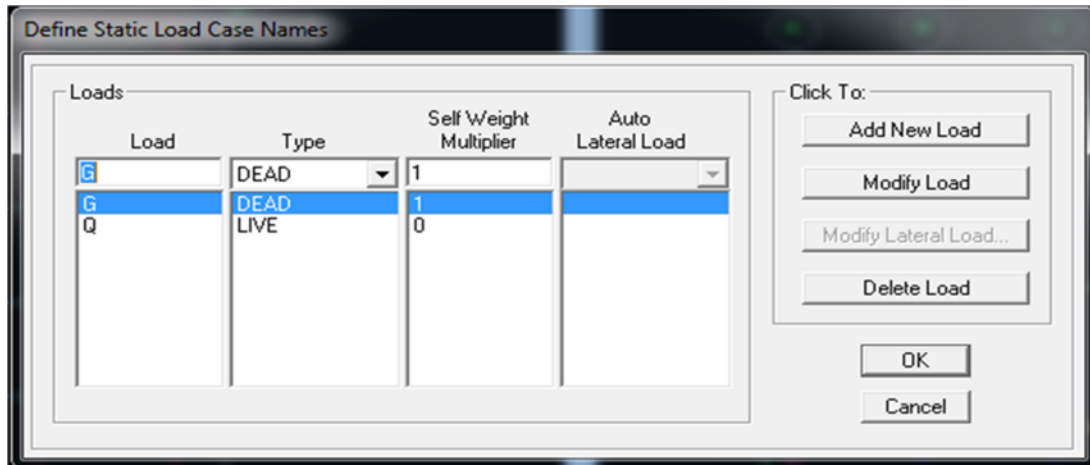
a- Introduction des charges et surcharges

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée. Cette dernière est soumise à des charges permanentes **G** et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

➤ Charges permanentes


- **Load Name** (Nom de la charge) : **G**.

- **Type** : DEAD (permanente).
- **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : 1.
- **Surcharges d'exploitation**
- **Load Name** (Nom de la charge) : Q.
- **Type** : LIVE (exploitation).
- **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : 0.

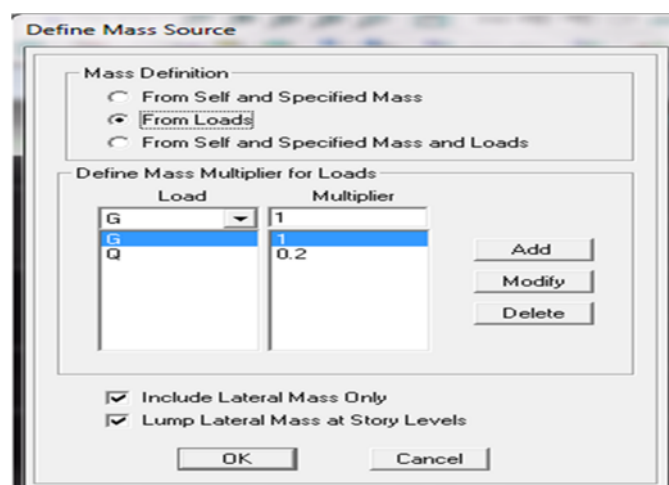


b- Masse revenant à chaque plancher

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Mass Source**.


Pour créer ces masses, on passe par **Define** puis **Mass Source** ou en utilisant le raccourci suivant 

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente.
- On donne la valeur 0,2 pour la surcharge d'exploitation.



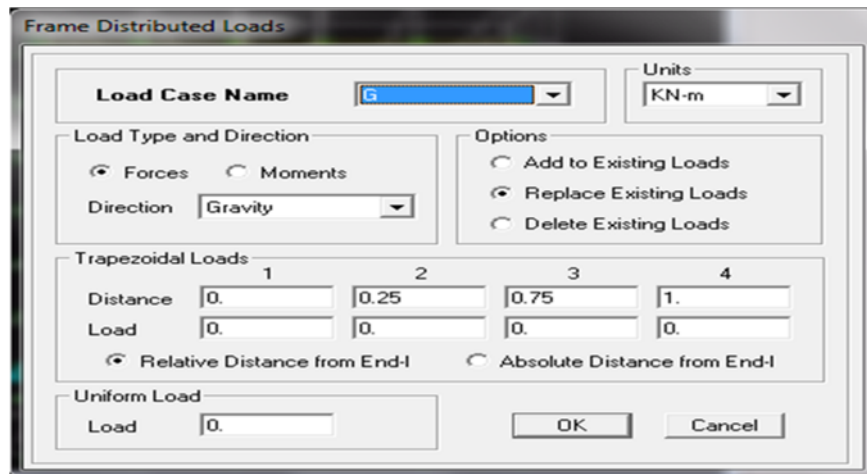
c- Chargement

➤ Charger les éléments barres (Poutres)

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line** ⇒ **Loads Distributed** ; ou en utilisant le raccourci  (qui se trouve dans la barre d'outils), dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge.
- Son type (force ou moment).
- Sa direction.
- La valeur et le point d'application.

Enfin, on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).



Pour charger un voile, on clique sur : 

Pour charger les planchers et les dalles pleines, on clique sur : 

IV.4.6. Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

a- Combinaisons selon le BAEL

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

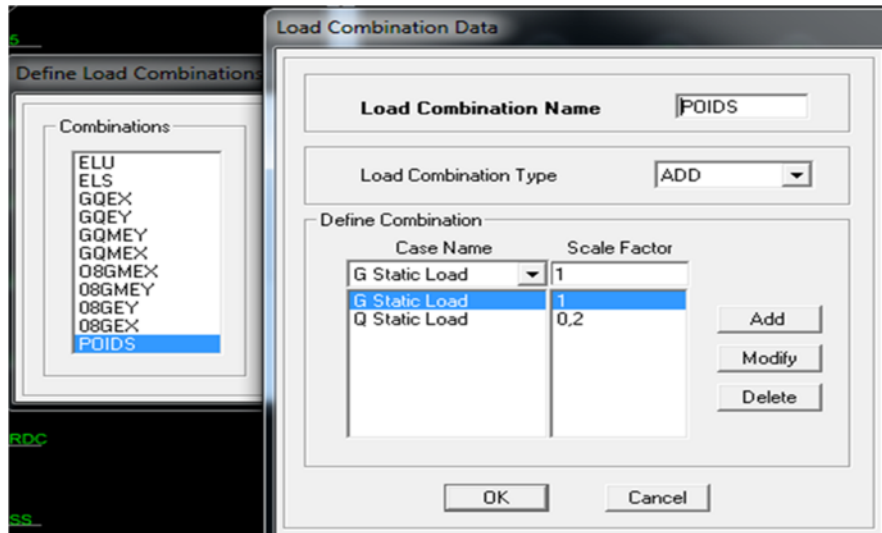
b- Combinaisons selon le RPA

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ex$
- $0,8G \pm Ey$

c- Combinaisons de poids

- $W = G + 0,2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur : **Define** ⇒ **Load Combinations** ⇒ **Add New Combo**.



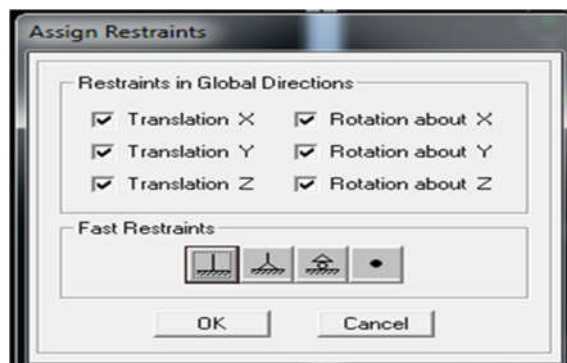
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.7. Septième étape : Spécification des conditions aux limites

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

a- Appuis

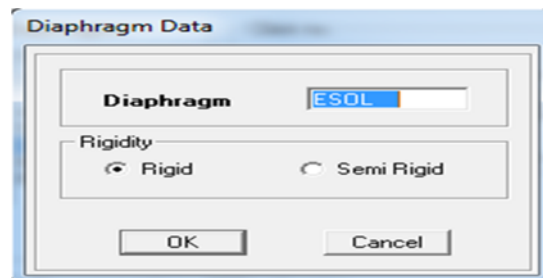
Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de E-Sol puis on clique sur : **Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints**, et on clique sur l'icône de l'encastrement :



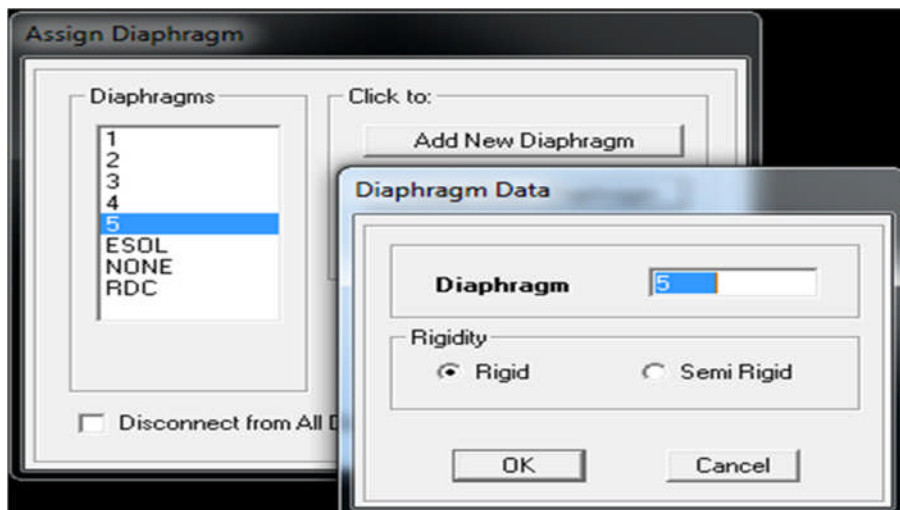
b- Diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tous les nœuds du premier plancher puis on clique sur **Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm**.

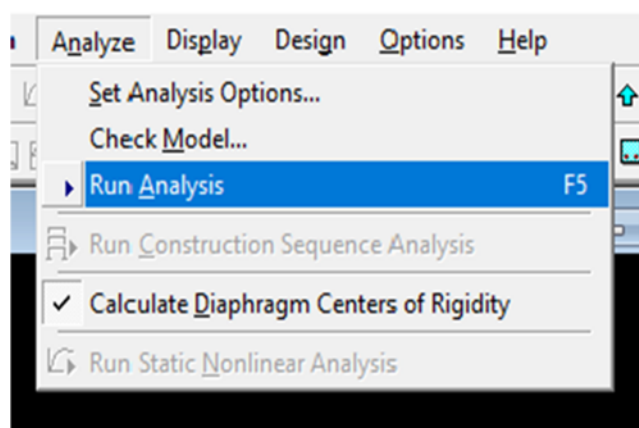


Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm**, on clique sur OK pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.



IV.4.8. Huitième étape : Analyse de la structure

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.



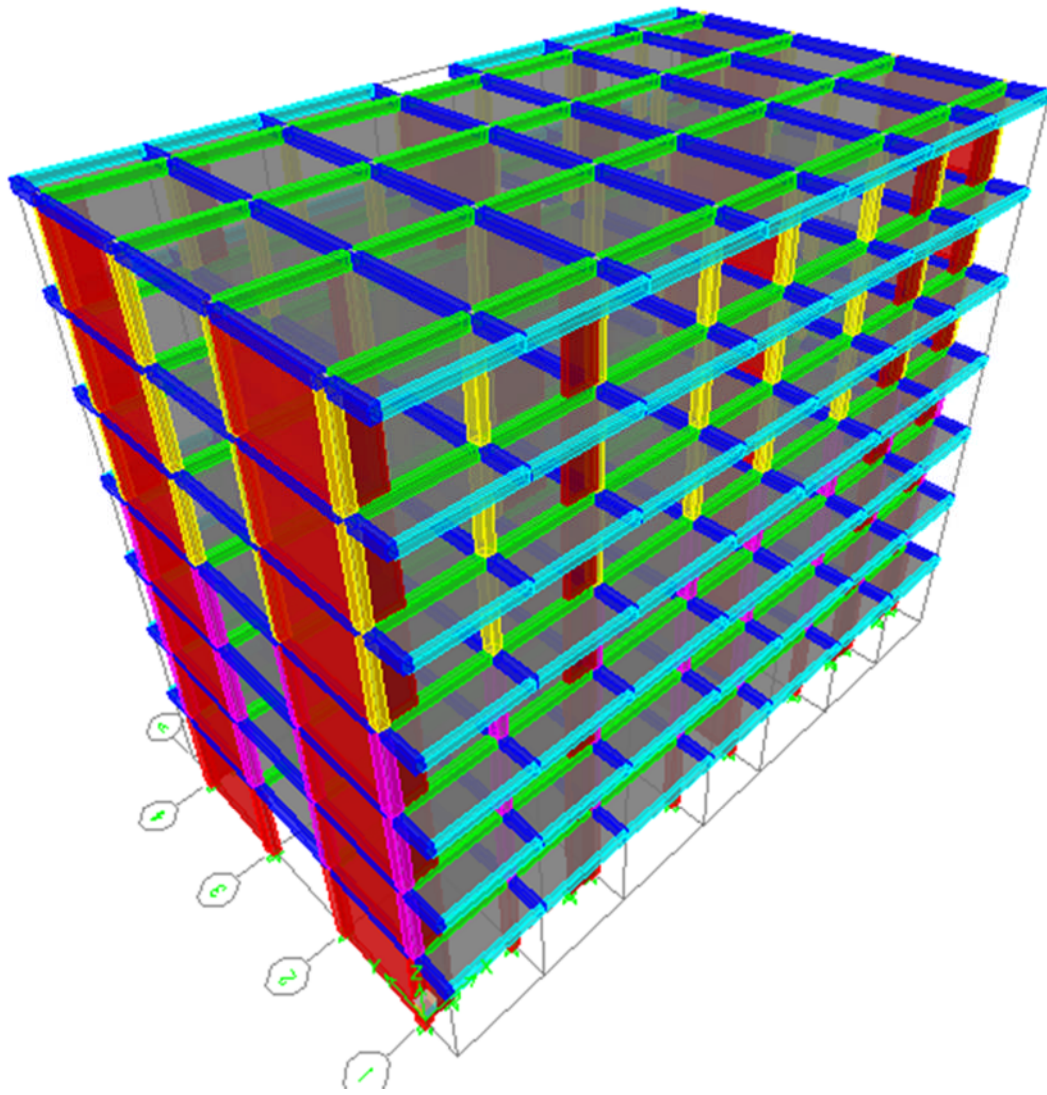


Figure IV.1 : Vue de la structure en 3D.

CHAPITRE V

VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

V.1. Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels.

En tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions, le règlement parasismique algérien (RPA99) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2. Vérification des modes de vibration

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,642264	73,3694	0,4681	73,3694	0,4681	0,0040
2	0,393478	0,5574	68,0725	73,9268	68,5406	0,0541
3	0,328994	0,0060	0,0506	73,9328	68,5911	68,8311
4	0,172700	14,4917	0,0883	88,4245	68,6794	0,0006
5	0,080460	0,2014	20,4225	88,6259	89,1019	0,0277
6	0,075691	5,7084	0,3199	94,3344	89,4218	0,0010
7	0,068671	0,0030	0,0291	94,3374	89,4509	20,5829
8	0,041753	2,9482	0,0000	97,2856	89,4509	0,0006
9	0,034474	0,0027	6,6543	97,2883	96,1052	0,0070
10	0,029614	0,0008	0,0064	97,2890	96,1116	6,6189
11	0,026421	1,5763	0,0005	98,8654	96,1121	0,0004
12	0,021108	0,0007	2,5261	98,8661	98,6381	0,0017

Figure V.1 : Vérification des modes de vibration.

- 1^{er} mode est une translation suivant xx' : $U_x = 75,36\% > 50\%$ (Condition vérifiée).
- 2^{ème} mode est une translation suivant yy' : $U_y = 68,07\% > 50\%$ (Condition vérifiée).
- 3^{ème} mode est une rotation suivant zz' : $R_z = 68,83\% > 50\%$ (Condition vérifiée).

D'après les résultats obtenus, la participation massique atteint les 90% à partir du 6^{ème} mode suivant x-x et à partir du 9^{ème} mode suivant y-y, on doit retenir les 8 premiers modes :

- SumUX = 97,28 > 90 %
- SumUY = 96,10 > 90 %

V.3. Vérification de la période (Art 4.2.4./ RPA99 version 2003)

V.3.1. Période empirique

$$T_{RPA} = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{2}} = 0,05 \times (21,91)^{\frac{3}{2}} = 0,506 \text{ s ; Avec :}$$

h_N : hauteur totale de la structure.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (Tableau 4.6 RPA 99 VERSION 2003).

V.3.2. Période empirique majorée

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} , on la majore de 30% :

$$T_{maj} = 1,3 T_{RPA} = 1,3 \times 0,506 = 0,658s.$$

V.3.3. Détermination de la période par le logiciel ETABS

$T_{ETABS} = 0,642s < T_{maj}$ (Condition vérifiée).

V.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la

condition suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$; Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire de cette dernière.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
(35 × 40)	1033,01	1400	2,5	0,295	Condition vérifiée.
(35 × 35)	855,99	1225	2,5	0,280	Condition vérifiée.
(30 × 35)	408,25	1050	2,5	0,156	Condition vérifiée.

Tableau V.1 : L'effort normal réduit dans les poteaux.

V.5. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7 / RPA 99 VERSION 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

On doit vérifier que :

- Suivant x-x : $|CM - CR| \leq 5\% L_x \Rightarrow |CM - CR| \leq 0,05 \times 25 = 1,25$ m.
- Suivant y-y : $|CM - CR| \leq 5\% L_y \Rightarrow |CM - CR| \leq 0,05 \times 13,55 = 0,6775$ m.

Story	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly	Obs
ES	12,5	12,45	0,05	1,25	5,907	6,19	-0,283	0,6775	CV
RDC	12,5	12,41	0,09	1,25	5,903	6,273	-0,37	0,6775	CV
1	12,5	12,401	0,099	1,25	5,903	6,251	-0,348	0,6775	CV
2	12,5	12,401	0,099	1,25	5,902	6,209	-0,307	0,6775	CV
3	12,5	12,404	0,096	1,25	5,901	6,167	-0,266	0,6775	CV
4	12,5	12,407	0,093	1,25	5,901	6,132	-0,231	0,6775	CV
5	12,5	12,41	0,09	1,25	5,976	6,109	-0,133	0,6775	CV

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité.

V.6. Justification du système de contreventement

On doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R à considérer.

V.6.1. Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques

ETABS nous permet d'obtenir les résultats donnés sur les figures suivantes :

a- Sous charges horizontales

➤ Suivant x-x

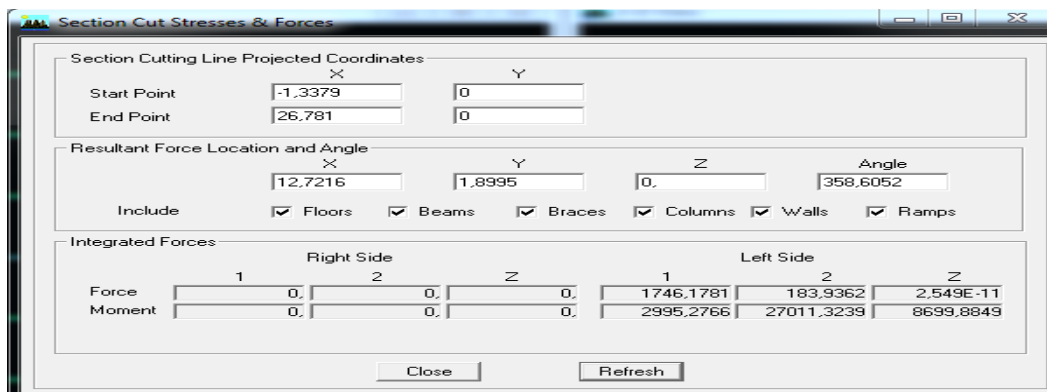


Figure V.2 : L'effort de la charge E_x repris par les portiques et les voiles.

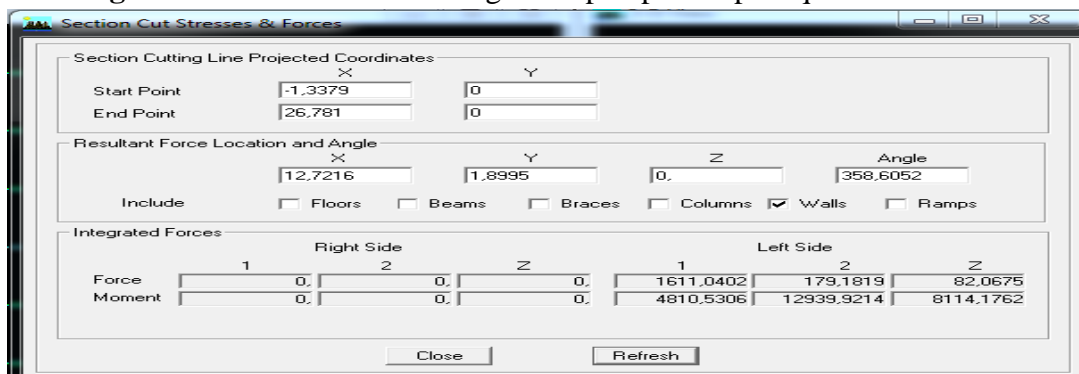


Figure V.3 : L'effort de la charge E_x repris par les voiles.

- Effort repris par l'ensemble : 1746,17 KN.
- Effort Repris par les voiles : 1611,04 KN.
- Le pourcentage repris par les portiques : 7,74 %.
- Le pourcentage repris par les voiles : 92,26 %.

➤ **Suivant y-y**

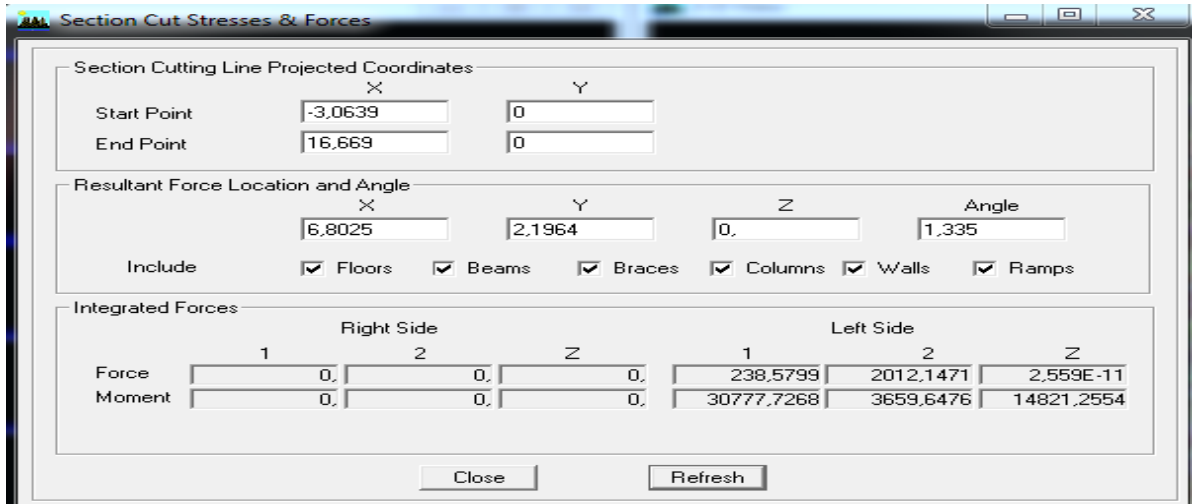


Figure V.4 : L'effort de la charge E_y repris par les portiques et les voiles.

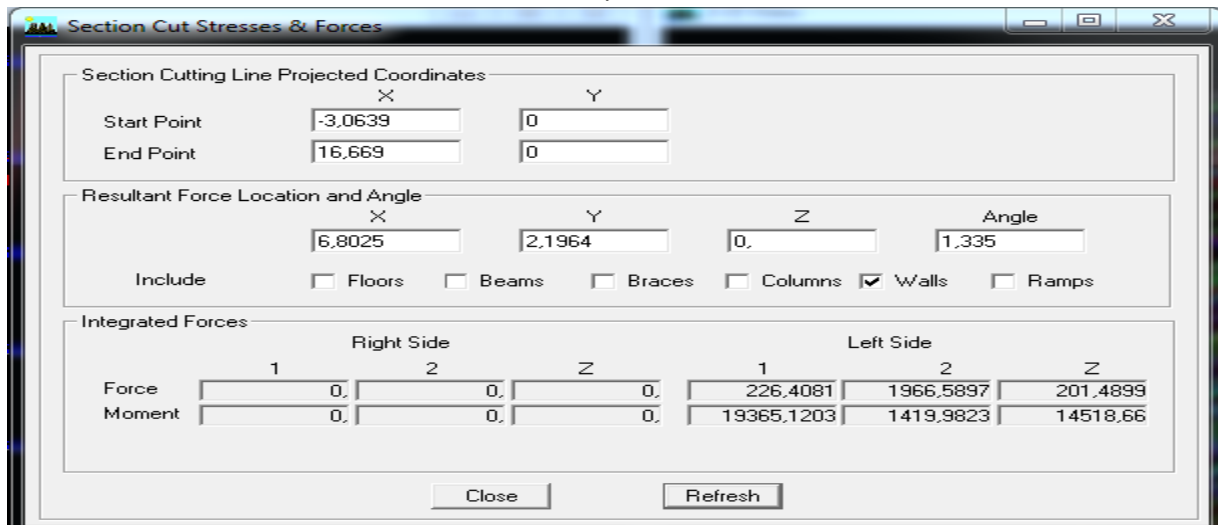


Figure V.5 : L'effort de la charge E_y repris par les voiles.

- Effort repris par l'ensemble : 2012,14 KN.
- Effort repris par les voiles : 1966,58 KN.
- Le pourcentage repris par les portiques : 2,26 %
- Le pourcentage repris par les voiles : 97,74 %

b- Sous charges verticales

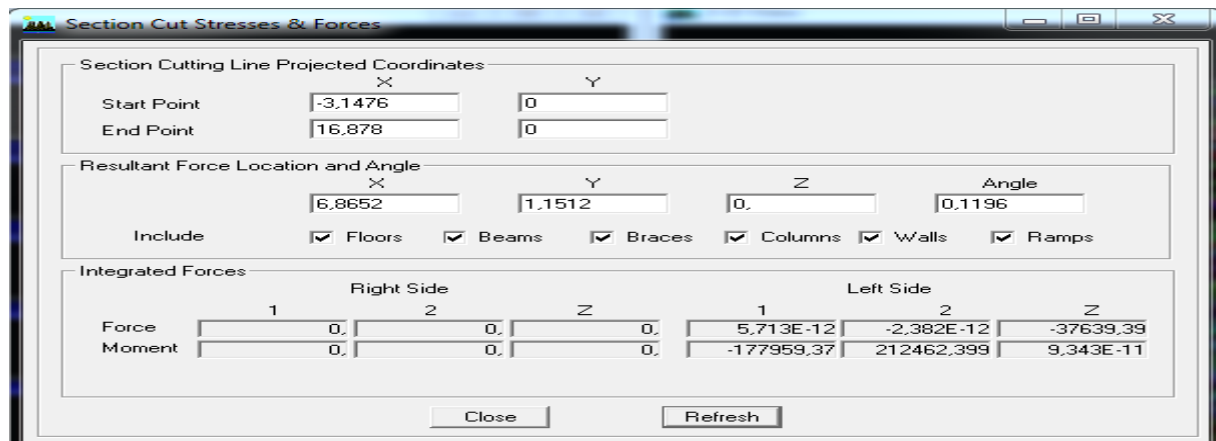


Figure V.6 : L'effort de la charge E_y repris par les portiques et les voiles.

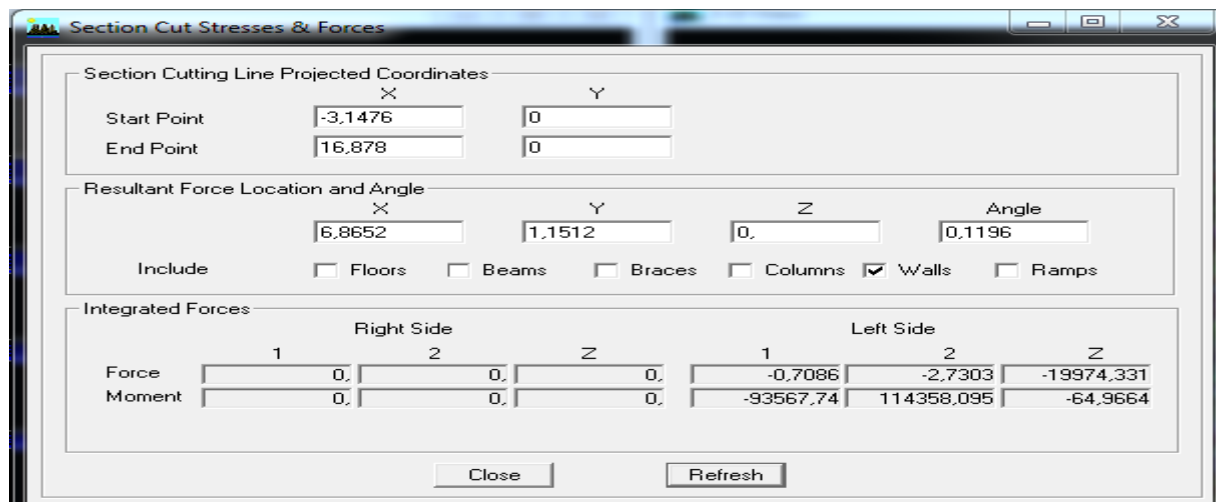


Figure V.7 : L'effort de la charge E_y repris par les voiles.

- Effort repris par l'ensemble : 37639,39 KN.
- Effort repris par les voiles : 19974,33 KN.
- Le pourcentage repris par les portiques : 46,93 %
- Le pourcentage repris par les voiles : 53,07 %

Selon les résultats, on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Donc selon (l'article 3.4 du RPA 99/ VERSION 2003) qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$ (d'après le tableau 4.3 du RPA 99/ VERSION 2003).

V.7. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA 99/2003)

Selon le RPA, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si : $V_t \leq 0,8 V$: il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8V/V_t$.

V.7.1. Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA

$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$ (4.1 RPA 99/ VERSION 2003) ; Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone ($A = 0,15$), dépend de deux paramètres :
 - Groupe d'usage : 2.
 - Zone sismique : IIa.
- **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/ VERSION 2003) en fonction du système de contreventement. Pour le cas de notre bâtiment, $R = 3,5$ (contreventé par des voiles porteurs).
- **W_t** : poids total de la structure donné par ETABS ($W_t = 24594,25$ KN).
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) du RPA99, Il dépend de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- **T** : période fondamentale de la structure.
- **T₂** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA 99/ VERSION 2003 ($T_2 = 0,5s$ (Site meuble)).
- **η** : facteur de correction d'amortissement donné par : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$
- **ξ (%)** : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donné par le tableau (4.2 RPA 99/ VERSION 2003). $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0,763$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3,0s \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,763 (0,5 / 0,632)^{2/3} = 1,61$$

- **Q** : facteur de qualité, selon le tableau 4.4 du RPA 99 VERSION 2003, il est en fonction de :
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

Critère q	Pénalité Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
Q	1,10

Tableau V.3 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

➤ **Sens longitudinal x-x**

$$V_x = \frac{A.D.Qx}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,61 \times 1,1}{3,5} \times 24594,25 = 1866,70 \text{ KN.}$$

➤ **Sens transversal y-y**

$$V_y = \frac{A.D.Qy}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,61 \times 1,1}{3,5} \times 24594,25 = 1866,70 \text{ KN.}$$

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	1666,41	-133,11	0,00	2202,606	26902,838	-11529,096
EX	2	U1	15,07	166,53	0,00	-2769,346	230,862	1992,423
EX	3	U1	0,16	0,47	0,00	-7,874	2,906	4,936
EX	4	U1	391,78	-30,58	0,00	249,865	808,908	-2680,445
EX	5	U1	7,06	71,08	0,00	-298,521	21,667	846,682
EX	6	U1	203,27	-48,12	0,00	187,951	649,941	-1811,972
EX	7	U1	0,11	0,34	0,00	-1,440	0,404	3,612
EX	8	U1	116,85	-0,24	0,00	3,749	220,056	-697,287
EX	9	U1	0,11	5,41	0,00	-14,348	0,320	67,030
EX	10	U1	0,03	0,09	0,00	-0,220	0,078	0,954
EX	11	U1	65,34	-1,16	0,00	3,035	125,957	-403,596
EX	12	U1	0,03	1,80	0,00	-3,112	0,024	22,377
EX	All	All	1744,08	202,88	0,00	3303,806	26975,325	11858,161
EY	1	U2	-133,11	10,63	0,00	-175,934	-2148,876	920,892
EY	2	U2	166,53	1840,34	0,00	-30604,994	2551,339	22018,956
EY	3	U2	0,47	1,37	0,00	-22,781	8,408	14,282
EY	4	U2	-30,58	2,39	0,00	-19,506	-63,147	209,249
EY	5	U2	71,08	715,68	0,00	-3005,813	218,168	8525,258
EY	6	U2	-48,12	11,39	0,00	-44,495	-153,866	428,964
EY	7	U2	0,34	1,06	0,00	-4,475	1,256	11,231
EY	8	U2	-0,24	0,00	0,00	-0,008	-0,459	1,435
EY	9	U2	5,41	269,47	0,00	-714,053	15,949	3335,842
EY	10	U2	0,09	0,26	0,00	-0,632	0,223	2,741
EY	11	U2	-1,16	0,02	0,00	-0,054	-2,231	7,148
EY	12	U2	1,80	106,30	0,00	-183,330	1,411	1318,303
EY	All	All	202,88	2016,06	0,00	30838,336	3107,826	24360,508

Figure V.8 : Valeurs des efforts internes tirés de ETABS.

A partir du tableau ci-dessus, on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

- $V_{x-ETABS} = F1 = 1744,08 \text{ KN.}$
- $V_{y-ETABS} = F2 = 2016,06 \text{ KN.}$

Sens	L'effort tranchant (MSE)	$0,8 \times V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} \geq 0,8 \times V_{MSE}$	
x-x	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	1866,70	1493,36	1744,08	Condition vérifiée
y-y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	1866,70	1493,36	2016,06	Condition vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

V.8. Vérification du déplacement inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (Art 4.4.3/99 version 2003).

Les valeurs de δ_k sont tirées du logiciel ETABS :

Story	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	1% h_e	Observation
5	0,0135	0,0017	0,0063	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
4	0,0118	0,002	0,0052	0,0012	306	3,06	Condition vérifiée
3	0,0098	0,0023	0,004	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
2	0,0075	0,0024	0,0029	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
1	0,0051	0,0022	0,0018	0,0008	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,0029	0,0019	0,001	0,0007	306	3,06	Condition vérifiée
ES	0,001	0,001	0,0003	0,0003	355	3,55	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Vérification du déplacement inter-étages.

V.9. Détermination du déplacement maximal avec ETABS

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{21,91}{500} = 0,043 \text{ m ; Avec :}$$

δ_{\max} : déplacement maximal de la structure.

f_{adm} : flèche admissible.

D'après ETABS :

- Le déplacement maximal de la structure suivant x-x : $\delta_{\max-x} = 0,01 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,043 \text{ m}$.
- Le déplacement maximal de la structure suivant y-y : $\delta_{\max-y} = 0,01 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,043 \text{ m}$.

⇒ La condition du déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée.

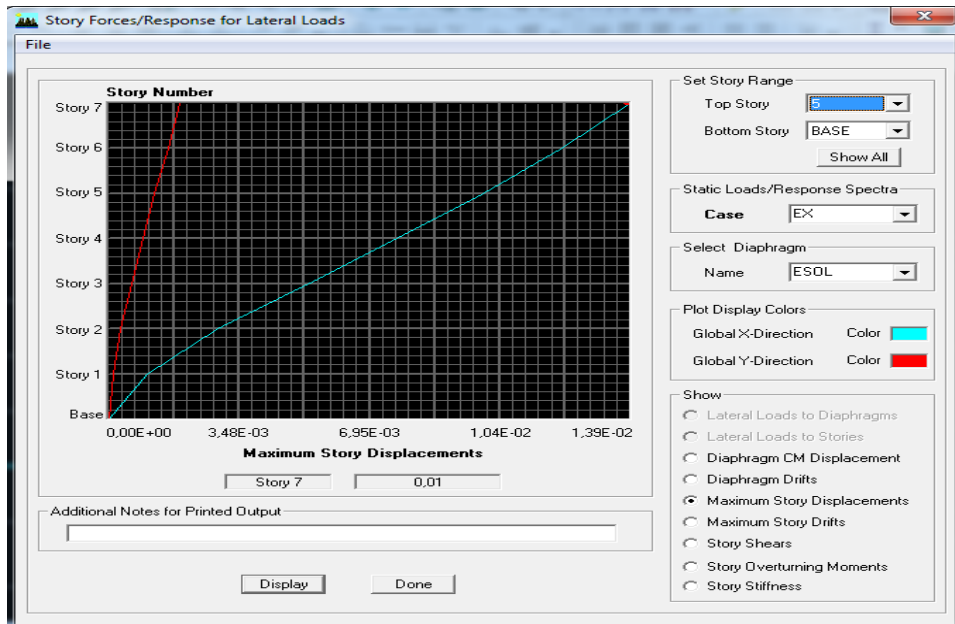


Figure V.9 : Le déplacement maximal de la structure suivant x-x.

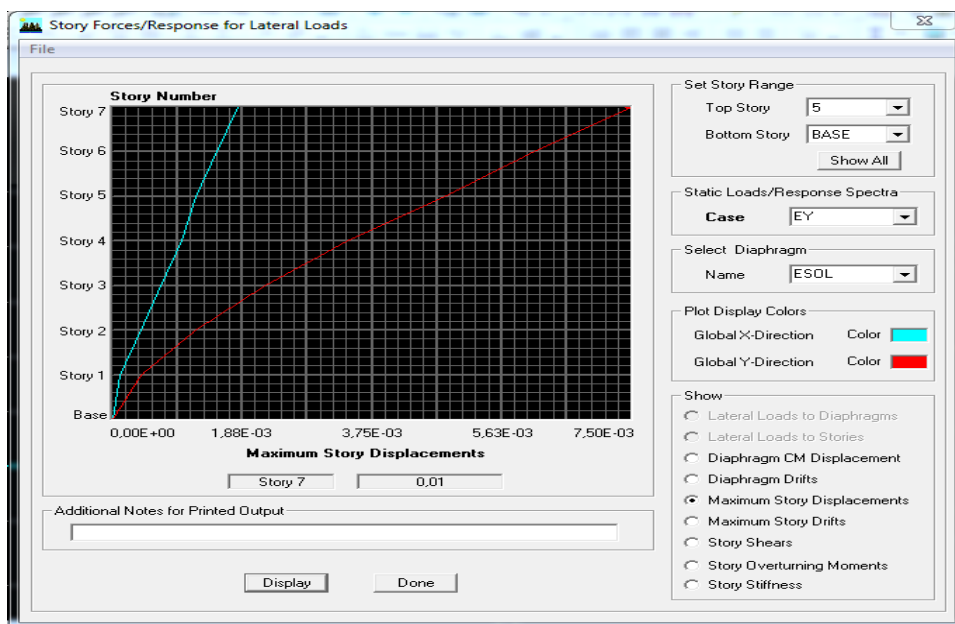


Figure V.10 : Le déplacement maximal de la structure suivant y-y.

V.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9. RPA99/ VERSION 2003)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ), peuvent-être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$; Avec :

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 ».

L'effet $P\Delta$, représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

caractéristiques des niveaux			sens x-x			sens y-y			Observation
NIVEAU	Pk (KN)	h_k	Δ_k	Vk	Θ_x	Δ_k	Vk	Θ_y	
5	3581,26	3,06	0,0017	475,19	0,0042	0,0011	599,06	0,0021	Condition vérifiée
4	7011,77	3,06	0,002	841,92	0,0054	0,0012	1024,86	0,0027	Condition vérifiée
3	10442,28	3,06	0,0023	1140,62	0,0069	0,0011	1333,71	0,0028	Condition vérifiée
2	13915,63	3,06	0,0024	1379,31	0,0079	0,0011	1577,56	0,0032	Condition vérifiée
1	17388,98	3,06	0,0022	1557,83	0,0080	0,0008	1774,56	0,0026	Condition vérifiée
RDC	20862,34	3,06	0,0019	1677,27	0,0077	0,0007	1922,14	0,0025	Condition vérifiée
ES	24594,25	3,55	0,001	1744,08	0,0040	0,0003	2016,06	0,0010	Condition vérifiée

Tableau V.6 : Vérification de l'effet P- Δ .

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1.

\Rightarrow L'effet P-Delta peut-être négligé pour le cas de notre structure.

V.11. Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, sera satisfaisante pour résister à l'action sismique.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Les poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal).

En tenant compte des trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$ (règles BAEL 91 modifiées 99).
- $G + Q \pm E$ (RPA 99 / VERSION 2003).
- $0,8G \pm E$ (RPA 99 / VERSION 2003).

Ensuite, on fera les vérifications à l'ELS :

- $G + Q$ (Règles BAEL 91 modifiées 99)

situation	Fe (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1,5	1,15	1	14,2	348
Accidentelle	400	25	1,15	1	0,85	18,48	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

VI.1.1. Recommandation du RPA 99 VERSION 2003

a- Armatures longitudinales (RPA 99 / VERSION 2003, Art7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** .
- Les jonctions par recouvrement doivent être à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.

➤ Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'armatures dans notre cas est de **0,8% $b \times h$** :

- **Poteau (35×40)** : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$.
- **Poteau (35×35)** : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$.
- **Poteau (30×35)** : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 35 = 8,4\text{cm}^2$.

➤ Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'armatures dans notre cas est de **4% $b \times h$** en zone courante et **6% $b \times h$** en zone de recouvrement :

- **Zone courante**

- **Poteau (35×40) :** $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2$.
- **Poteau (35×35) :** $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$.
- **Poteau (30×35) :** $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$.

- **Zone de recouvrement**

- **Poteau (35×40) :** $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2$.
- **Poteau (35×35) :** $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$.
- **Poteau (30×35) :** $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$.

b- Armatures transversales (RPA 99 VERSION 2003, Art 7.4.2.2)

Elles sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$; Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversales ($f_e = 400\text{MPa}$).

A_t : armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- $\rho_a = 2,50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3,75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

S_t : espacement des armatures transversales :

- $S_t \leq \min(10\emptyset ; 15\text{cm})$ en zone nodale.
- $S_t \leq 15\emptyset$ en zone courante.

\emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale**

D'après Art 7.4.2.2 / RPA 99 VERSION 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$
- Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

Tel que : $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ ou $\frac{L_f}{b}$; Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau (**$L_f = 0,707L_0$**)

L_0 : longueur libre du poteau.

- **E.SOL** : $L_0 = 3,55\text{m} \Rightarrow L_f = 0,707 L_0 = 2,51\text{m}$.
- **RDC et étage courant** : $L_0 = 3,06\text{m} \Rightarrow L_f = 0,707 L_0 = 2,16\text{m}$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset$ minimum.

VI.1.2. Calcul du ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Situation	Nature	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)
(35×40)	N _{max} = 1033,01	M _{corr} = 0,863	ELU	SEC	0	0
	N _{min} = 369,13	M _{corr} = 1,316	0,8G + EX	SEC	0	0
	N _{corr} = 652,99	M _{max} = 19,61	G + Q + EX	SEC	0	0
(35×35)	N _{max} = 855,99	M _{corr} = 3,026	ELU	SEC	0	0
	N _{min} = 237,93	M _{corr} = 0,493	0,8G + EX	SEC	0	0
	N _{corr} = 309,54	M _{max} = 41,82	G + Q + EX	SEC	0	0
(30×35)	N _{max} = 408,25	M _{corr} = 4,964	ELU	SEC	0	0
	N _{min} = 39,33	M _{corr} = 1,229	0,8G + EX	SEC	0	0
	N _{corr} = 63,5	M _{max} = 40,119	G + Q + EX	SPC	0	2,95

Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux.

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrillés avec les sections minimales réglementaires.

Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage
(35×40)	11,2	12,31	8HA14
(35×35)	9,8	10,67	4HA14 + 4HA12
(30×35)	8,4	9,05	8HA12

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.

VI.1.3. Vérification à l'ELU

a- Détermination des armatures transversales

➤ Diamètre des armatures (BAEL91 modifiées 99/ Art A.8.1,3)

On a : $\phi_t = \frac{1}{3} \phi_1^{\max} = \frac{1}{3} \times 14 = 4,67\text{mm}$, soit : $\phi_t = 8\text{mm}$; Avec :

ϕ_1 : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

➤ Elancement géométrique du poteau

- Poteau (35×40) : $L_f = 2,51\text{m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,51}{0,35} = 7,17 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \Rightarrow \rho_b = 0,075.$$

- Poteau (35×35) : $L_f = 2,16\text{m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,16}{0,35} = 6,17 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \Rightarrow \rho_b = 0,075.$$

- Poteau (30×35) : $L_f = 2,16\text{m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,16}{0,30} = 7,2 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \Rightarrow \rho_b = 0,075.$$

➤ Espacement des armatures

- Zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1^{\min} ; 15\text{cm}) = \min(12 ; 15) = 12\text{cm}$, soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $S_t \leq 15\phi_1^{\min} = 18\text{cm}$, soit : $S_t = 15\text{cm}$

➤ Quantité minimale

On a : $\lambda_g \geq 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow A_{\min} = 0,3\% b \times S_t$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)		$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
	Zone nodale	Zone courante	
(35×40)	1,05	1,58	4HA8 = 2,01
(35×35)	1,05	1,58	4HA8 = 2,01
(30×35)	0,9	1,35	4HA8 = 2,01

Tableau VI.4 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Conclusion : Les armatures longitudinales des poteaux (35×40), (35×35) et (30×35) seront encadrées avec 2cadres HA8 de section transversale $4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2$.

b- Longueur minimale de recouvrement

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40\phi$

- Pour HA14 : $L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$.

- Pour HA12 : $L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$.

$$\text{c- Longueur d'ancrage } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{400 \phi}{4 \times 2,835}$$

$$\text{- Pour HA14 : } L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,83 \text{ mm}$$

$$\text{- Pour HA12 : } L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

d- Vérification au cisaillement (RPA99 / Art 7.4.3.2)

On doit vérifier que : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$

$$\text{- Poteau (35} \times \text{40) : } \tau_{bu} = \frac{0,71 \times 10^3}{350 \times 380} = 0,005 \text{ MPa} \leq 1,875 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

$$\text{- Poteau (35} \times \text{35) : } \tau_{bu} = \frac{2,11 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,018 \text{ MPa} \leq 1,875 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

$$\text{- Poteau (30} \times \text{35) : } \tau_{bu} = \frac{3,41 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,034 \text{ MPa} \leq 1,875 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

e- Délimitation de la zone nodale

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur du poteau, donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10cm.

$$L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right); \text{ Avec :}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁; h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nœuds des poutres.

$$\text{- Poteau (35} \times \text{40) : } h' = \max \left(\frac{355-35}{6}; 35; 40; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{- Poteau (35} \times \text{35) : } h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{- Poteau (30} \times \text{35) : } h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 30; 35; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm.}$$

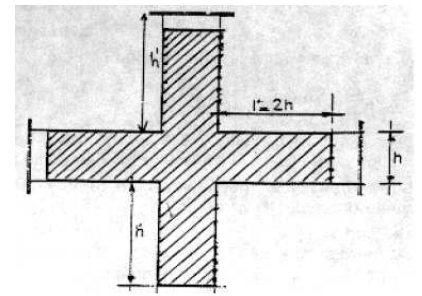


Figure VI.1 : Zone nodale des poteaux.

VI.1.4. Vérification à L'ELS

a- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

b- Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]; \text{ Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

$$\text{- Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies \text{Section entièrement comprimée (SEC).}$$

- Si : $e_s = \frac{M_S}{N_S} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée (SPC).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	N _S (KN)	M _S (KN.m)	e _S (cm)	h/6 (cm)	Nature	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Observation
(35×40)	N _{max} = 745,84	M _{corr} = 0,625	0,08	6,67	SEC	5,57	12,31	Condition vérifiée
	N _{min} = 158,88	M _{corr} = 0,072	0,05		SEC	4,17		
	N _{corr} = 646,2	M _{max} = 4,333	0,67		SEC	4,2		
(35×35)	N _{max} = 618,54	M _{corr} = 2,19	0,35	5,83	SEC	3,55	10,67	Condition vérifiée
	N _{min} = 79,11	M _{corr} = 2,043	2,58		SEC	4,94		
	N _{corr} = 332,64	M _{max} = 12,577	3,78		SEC	6,78		
(30×35)	N _{max} = 295,19	M _{corr} = 3,579	1,21	5,83	SEC	3,37	9,05	Condition vérifiée
	N _{min} = 10,41	M _{corr} = 0,213	2,05		SEC	3,79		
	N _{corr} = 79,99	M _{max} = 15,722	19,65		SPC	0,42		

Tableau VI.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

\Rightarrow La condition de non fragilité est vérifiée.

c- Vérification des contraintes

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{inf}}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{inf}}$	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation
(35×40)	4,77	4,65	15	71,3	69,9	348	Condition vérifiée
	1,01	1		15,1	15		
	4,5	3,65		66,2	56,1		
(35×35)	4,63	4,15	15	68,7	63	348	Condition vérifiée
	0,78	0,34		11,1	5,76		
	3,72	0,99		51,8	19		
(30×35)	2,83	1,95	15	41,1	30,6	348	Condition vérifiée
	0,11	0,06		1,58	0,95		
	3,06	0		36,7	- 37		

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.

VI.1.5. Conclusion:

Le ferrailage des poteaux se fera comme suit:

- **Poteau (35×40) :**
 - Les armatures longitudinales : 8HA14, $A_s = 12,31\text{cm}^2$
 - Les armatures transversales : 4HA8, $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$
- **Poteau (35×35) :**
 - Les armatures longitudinales : 4HA14 + 4HA12, $A_s = 10,67\text{ cm}^2$
 - Les armatures transversales : 4HA8, $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$
- **Poteau (30×35) :**
 - Les armatures longitudinales : 8HA12, $A_s = 9,05\text{cm}^2$
 - Les armatures transversales : 4HA8, $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

VI.2. Les poutres

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$ (règles BAEL 91 modifiées 99).
- $G + Q \pm E$ (RPA 99 / VERSION 2003).
- $0,8G \pm E$ (RPA 99 / VERSION 2003).

Ensuite, on fera les vérifications à l'ELS :

- $G + Q$ (règles BAEL 91 modifiées 99)

VI.2.1. Recommandation du RPA 99 VERSION 2003

a- Armatures longitudinales

➤ Pourcentage total minimum

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de **0,5% $b \times h$** en toute section :

- **Poutres principales** : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires** : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$.

➤ Pourcentage maximal

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de **4% $b \times h$** en zone courante et **6% $b \times h$** en zone de recouvrement :

• Zone courante

- **Poutres principales** : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.

• Zone de recouvrement

- **Poutres principales** : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$.

b- Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
 - Zone nodale : $S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$
 - Zone courante : $S_t \leq h/2$

Avec : ϕ : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2. Ferrailage des poutres à l'ELU

Pour pouvoir procéder au ferrailage des poutres, on a besoin des moments de flexion et efforts tranchants extraits du logiciel ETABS :

Poutres	Efforts	ELU	ELS
Secondaires	M_a (KN.m)	59,818	42,869
	M_t (KN.m)	30,328	21,734
	T (KN)	81,58	/
Principales	M_a (KN.m)	105,965	44,27
	M_t (KN.m)	79,207	29,444
	T (KN)	98,19	/

Tableau V1.7 : Efforts internes des poutres extraits du logiciel ETABS.

a- Armatures longitudinales

➤ Poutres secondaires

• En travée

$$\bullet \mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30,328 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,078 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée(SSA)}.$$

$$\Rightarrow \beta = 0,959$$

$$\bullet A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30,328 \times 10^6}{0,959 \times 330 \times 348} = 275,38 \text{ mm}^2 = 2,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA14 = 4,62 cm²**.

• Aux appuis

$$\bullet \mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{59,818 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,155 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée(SSA)}.$$

$$\Rightarrow \beta = 0,915$$

$$\bullet A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{59,818 \times 10^6}{0,915 \times 330 \times 348} = 569,27 \text{ mm}^2 = 5,69 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA14 (fil) + 2HA12 (chap) = 6,88 cm²**.

➤ Poutres principales

• En travée

$$\bullet \mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{79,207 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,205 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée(SSA)}.$$

$$\Rightarrow \beta = 0,884$$

$$\bullet A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{79,207 \times 10^6}{0,884 \times 330 \times 348} = 780,22 \text{ mm}^2 = 7,80 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA14 (fil) + 3HA14 (chap) = 9,24 cm²**.

- **Aux appuis**

- $\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{105,965 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,274 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section Simplement Armée (SSA).

$$\Rightarrow \beta = 0,836$$

- $A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{105,965 \times 10^6}{0,836 \times 330 \times 348} = 1103,73 \text{ mm}^2 = 11,04 \text{ cm}^2$

Soit : **3HA16 (fil) + 3HA16 (chap) = 12,06 cm²**.

Toutes les sections d'armatures sont vérifiées à la condition des sections d'armatures minimales du RPA calculées ci-dessus.

b- Armatures transversales

		Espacement S_t (cm)		A_{tmin} (cm ²)	$A_{tadoptée}$ (cm ²)
Poutres secondaires	Zone nodale $S_t \leq \min(8,75 ; 14,4)$	8		0,6	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq 17,5$	15		1,125	
Poutres principales	Zone nodale $S_t \leq \min(8,75 ; 16,8)$	8		0,6	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq 17,5$	15		1,125	

Tableau VI.8 : Calcul des armatures transversales.

➤ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$$

VI.2.3. Vérification à l'ELU

a- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 250 \times 330 \frac{2,1}{400} = 0,9962 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires**

- Aux appuis : $A_a = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (Condition vérifiée).
- En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (Condition vérifiée).

- **Poutres principales**

- Aux appuis : $A_a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (Condition vérifiée).
- En travée : $A_t = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (Condition vérifiée).

b- Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

Il faut vérifier que : $\tau < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

- **Poutres secondaires:** $\tau = \frac{T_{u_{\max}}}{bd} = \frac{81,58 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,99 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).
- **Poutres principales :** $\tau = \frac{T_{u_{\max}}}{bd} = \frac{98,19 \times 10^3}{250 \times 330} = 1,19 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

⇒ Pas de risque de cisaillement.

c- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ Influence sur le béton

Il faut vérifier que : $\frac{2T_{u_{\max}}}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{u_{\max}} \leq \frac{0,4f_{c28} \times 0,9bd}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 250 \times 0,9 \times 330}{1,5} = 495 \text{ KN}$

- **Poutres secondaires:** $T_{u_{\max}} = 81,58 \text{ KN} < 495 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).
- **Poutres principales :** $T_{u_{\max}} = 98,19 \text{ KN} < 495 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

➤ Influence sur les armatures

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$

Si : $\left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- **Poutres secondaires:** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 81,58 - \frac{59,818}{0,9 \times 0,33} = -119,827 < 0$
- **Poutres principales :** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 98,19 - \frac{105,965}{0,9 \times 0,33} = -258,594 < 0$

⇒ Aucune vérification n'est nécessaire.

d- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

- **Poutres secondaires:** On a : $\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$

⇒ $\tau_{se} = \frac{81,58 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 13,188} = 2,08 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

- **Poutres principales :** On a : $\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$

⇒ $\tau_{se} = \frac{98,19 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 26,376} = 1,25 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

e- Ancrage des barres aux appuis

$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$, Avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

- **Pour les Ø16 :** $L_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 0,4L_s = 22,58 \text{ cm}$.
- **Pour les Ø14 :** $L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 0,4L_s = 19,75 \text{ cm}$.
- **Pour les Ø12 :** $L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 0,4L_s = 16,93 \text{ cm}$.

Les règles du BAEL91 modifiées 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet est au moins égal $0,4L_s$ pour les aciers HA.

VI.2.4. Vérification à L'ELS

a- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

b- Etat limite de déformation (la flèche)

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS : $\bar{f} = \frac{L}{500}$; Avec :

L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres secondaires:** $f_{ETABS} = 0,000546 \leq \bar{f} = \frac{4,10^3}{500} = 0,008$ (Condition vérifiée).

- **Poutres principales :** $f_{ETABS} = 0,000594 \leq \bar{f} = \frac{4,1 \cdot 10^3}{500} = 0,0082$ (Condition vérifiée).

⇒ La flèche est vérifiée pour toutes les poutres.

c- Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

➤ Poutres secondaires

• Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6,88}{25 \times 33} = 0,834 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,870 \\ K_1 = 23,43 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{42,869 \times 10^6}{0,870 \times 330 \times 688} = 217,03 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{217,03}{23,43} = 9,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

• En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,888 \\ K_1 = 29,84 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21,734 \times 10^6}{0,888 \times 330 \times 462} = 160,54 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{160,54}{29,84} = 5,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

➤ Poutres principales

• Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 12,06}{25 \times 33} = 1,462 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,841 \\ K_1 = 16,35 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{44,27 \times 10^6}{0,841 \times 330 \times 1206} = 132,27 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{132,27}{16,35} = 8,09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

• En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9,24}{25 \times 33} = 1,12 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,855 \\ K_1 = 19,36 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{29,444 \times 10^6}{0,855 \times 330 \times 924} = 112,94 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{112,94}{19,36} = 5,83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa (Condition vérifiée)}.$$

VI.2.5. Conclusion

Les poutres seront ferrillées comme suit :

➤ **Poutres secondaires:**

- Armatures longitudinales :
 - Aux appuis : 3HA14 (fil) + 2HA12 (chap).
 - En travée : 3HA14.
- Armatures transversales : 4HA8 (cadre + étrier).

➤ **Poutres principales :**

- Armatures longitudinales :
 - Aux appuis : 3HA16 (fil) + 3HA16 (chap).
 - En travée : 3HA14 (fil) + 3HA14 (chap).
- Armatures transversales : 4HA8 (cadre + étrier).

VI.3. Les voiles

Le ferrailage des voiles se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

On décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : Entresol.
- **Zone II** : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.
- **Zone III** : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.

Les combinaisons d'actions à considérer dans le cas des voiles sont :

- A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$ (règles BAEL 91 modifiées 99).
- A l'ELS : $G + Q$ (Règles BAEL 91 modifiées 99)
- $G + Q \pm E$ (RPA 99 / VERSION 2003).
- $0,8G \pm E$ (RPA 99 / VERSION 2003).

VI.3.1. Exposé de la méthode

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d), c'est une méthode qui vient de la RDM.

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) en utilisant les formules suivantes :

- $\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$
- $\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$; Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

M : moment dans le voile.

N : effort normal dans le voile.

V et **V'** : bras de levier ($V = V' = L_{\text{voile}} / 2$)

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par la formule suivante : $d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2Lc}{3}\right)$; Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$.

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

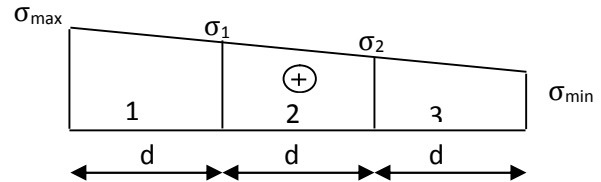
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes :

- **Section entièrement comprimée (SEC)**

- $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$

- $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$

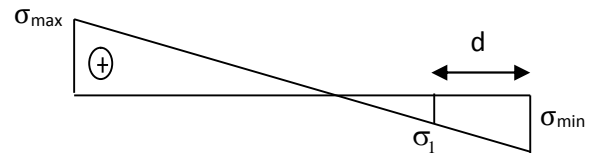
e : épaisseur du voile.



- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

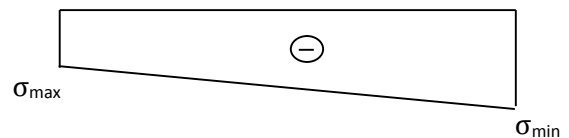
- $N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$

- $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$



- **Section entièrement tendue (SET)**

- $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$



VI.3.2. Calcul des armatures

a- Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée (SEC)**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

- Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

- Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$.

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

- Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

b- Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée (SEC)** (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002B \right)$$

c- Armatures horizontales

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
 - $A_H > 0,15\% \times B$ (RPA99 VERSION 2003).
 - $A_H \geq A_v/4$ (Règles BAEL 91 modifiées 99).
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

d- Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- **Globalement dans la section du voile** : A_v et $A_H \geq 0,15\% B$
- **Zone courante** : A_v et $A_H \geq 0,10\% B$

e- Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f- Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g- Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :
 $S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

h- Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i- Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule : $A_{vj} = \frac{1,1 \times T}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times V_u}{f_e}$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.3. Vérification à L'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$; Avec :

N_s : effort normal appliqué ($N_s = G + Q$).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

a- Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA99 VERSION 2003 (Art 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} ; \text{ Avec :}$$

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile ($d = 0,9h$).

h : hauteur totale de la section brute.

- D'après les règles BAEL 91 modifiées 99 (Art 5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

VI.3.4. Exemple de calcul

Ferrailage d'un voile transversal : $L = 4\text{m}$, en Zone I.

a- Caractéristiques géométriques

$L_{\text{VOILE}} = 4\text{m}$; $e = 0,20\text{m}$; $I = (e \cdot L^3)/12 = 1,067\text{m}^4$; $B = e \cdot L = 0,80\text{m}^2$; $V = V' = L/2 = 2\text{m}$.

b- Sollicitations de calcul

- Les contraintes extraites du logiciel ETABS

$$- \sigma_{\max} = 5064,88\text{KN/m}^2.$$

$$- \sigma_{\min} = -2793,31\text{KN/m}^2. \Rightarrow \text{SPC}$$

- Longueur comprimée et longueur tendue

$$L_c = \frac{5064,88}{5064,88+2793,31} \times 4 = 2,57\text{m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 1,43\text{m}$$

- Longueur de la bande

$$- d \leq \min \left(\frac{3,55-0,35}{2} ; \frac{2 \times 2,57}{3} \right) = 1,6\text{m}$$

- $d_1 = \min (L_t/2 ; d) = 0,715\text{m}$.
- $d_2 = L_t - d_1 = 0,715\text{m}$.
- $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t} = 1396,655\text{KN/m}^2$
- Efforts normaux
 - $N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = 299,58\text{KN}$.
 - $N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 99,86\text{KN}$.
- c- Calcul des armatures**
- Armatures verticales
 - $A_{v1} = N_1 / \sigma_s = 7,49\text{cm}^2$.
 - $A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 2,50\text{cm}^2$.
- Armatures minimales : $A_{\min} \geq \max \left(\frac{160 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 160 \times 20 \right) = 16,80\text{cm}^2$.
- Armatures de couture : $A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 390,22 \times 10^3}{400} = \frac{1,1 \times 546,308 \times 10^3}{400} = 15,02\text{cm}^2$.
- Armatures verticales totales
 - $A'_{v1} = A_{v1} + A_{vj} / 4 = 11,25\text{cm}^2$.
 - $A'_{v2} = A_{v2} + A_{vj} / 4 = 6,26\text{cm}^2$.
- ⇒ Soit : 12HA14 = 18,46cm², avec un espacement $S_t = 12\text{cm}$.
- Armatures horizontales
 - $A_H > 0,15\% \times 8000 = 12\text{cm}^2$.
 - $A_H \geq A_v/4 = 18,46 / 4 = 4,615\text{cm}^2$.
- ⇒ Soit : 8HA14 = 12,31cm², avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.
- Armatures transversales : Soit 4 épingles HA8 /m².

d- Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1753,98 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 10^6 + 15 \times 1846} = 2,12\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

- $\tau_b = \frac{1,4 \times 390,22 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 0,76 \leq \overline{\tau}_b = 5\text{MPa}$ (Condition vérifiée).
- $\tau_u = \frac{390,22 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 0,54 \leq \overline{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$ (Condition vérifiée).

VI.3.5. Ferrailage et vérification de tous les voiles

On suit la même procédure pour le calcul des autres voiles, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		3,55	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,8	0,8	0,8
	H (m)		3,550	3,060	3,060
	he (m)		3,2	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (KN)		546,308	531,02	344,694
	N _{ser} (KN)		1753,98	1541,62	808,74
	Vu (KN)		390,22	379,3	246,21
	σ_{\max} (KN/m ²)		5064,88	4343,53	3518,21
	σ_{\min} (KN/m ²)		-2793,31	-2204,64	-2793,31
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c (m)		2,57	2,65	2,23
	L _t (m)		1,43	1,35	1,77
	d (m)		1,6	1,355	1,355
	d ₁ = d _{adopté} (m)		0,715	0,675	0,885
	d ₂ = L _t - d _{adopté} (m)		0,715	0,675	0,885
	σ_1 (KN/m ²)		1396,655	1102,32	1396,655
	N ₁ (KN)		299,58	223,22	370,81
	N ₂ (KN)		99,86	74,41	123,60
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7,49	5,58	9,27
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,50	1,86	3,09
	A _{vj} (cm ²)		15,02	14,60	9,48
	A' _{v1} /bande/nappe		11,25	9,23	11,64
	A' _{v2} /bande/nappe		6,26	5,51	5,46
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		16,80	14,23	14,23
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande	12HA14 = 18,46	10HA14 = 15,39	10HA14 = 15,39
	S _{imax} (cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande	12	15	15
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)		12	12	12
	Choix de A _H (cm ²)		8HA14 = 12,31	8HA14 = 12,31	8HA14 = 12,31
	Espacement S _t (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérifications	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,76	0,74	0,48
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u	0,54	0,53	0,34
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,12	1,87	0,98

Tableau VI.9 : Ferrailage et vérification du voile L = 4m.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		3,55	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,4	0,4	0,4
	H (m)		3,550	3,060	3,060
	he (m)		3,2	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (KN)		395,98	406,08	126,7
	N _{ser} (KN)		980,89	867,88	458,08
	Vu (KN)		282,87	290,06	90,45
	σ_{\max} (KN/m ²)		8321,78	4905,62	2316,11
	σ_{\min} (KN/m ²)		-5728,56	-2624,39	-1233,26
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c (m)		1,18	1,30	1,30
	L _t (m)		0,82	0,7	0,7
	d (m)		0,79	0,87	0,87
	d ₁ = d _{adopté} (m)		0,41	0,35	0,35
	d ₂ = L _t - d _{adopté} (m)		0,41	0,35	0,35
	σ_1 (KN/m ²)		2864,28	1312,20	616,63
	N ₁ (KN)		352,31	137,78	64,75
	N ₂ (KN)		117,44	45,93	21,58
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		8,81	3,44	1,62
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,94	1,15	0,54
	A _{vj} (cm ²)		10,89	11,17	3,48
	A' _{v1} /bande/nappe		11,53	6,23	2,49
	A' _{v2} /bande/nappe		5,66	3,94	1,41
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		8,29	9,14	9,14
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande	10HA14 =15,39	10HA14 =15,39	10HA14 =15,39
	S _{imax} (cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande	10	10	10
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)		6	6	6
	Choix de A _H (cm ²)		8HA12 = 9,04	8HA12 = 9,04	8HA12 = 9,04
	Espacement S _t (cm)		13	13	13
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérifications	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,10	1,128	0,35
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u	0,79	0,81	0,25
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,32	2,05	1,08

Tableau VI.10 : Ferrailage et vérification du voile L = 2m.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		3,55	3,06	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,2	0,2	0,2
	H (m)		3,550	3,060	3,060
	he (m)		3,2	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (KN)		116,40	89,07	103,25
	N _{ser} (KN)		660,01	595,08	307,71
	Vu (KN)		83,14	63,62	73,75
	σ_{\max} (KN/m ²)		6615,04	4634,42	4121,01
	σ_{\min} (KN/m ²)		-3755,59	-1524,64	-2639,51
	σ_s (KN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c (m)		0,64	0,75	0,61
	L _t (m)		0,36	0,25	0,39
	d (m)		0,43	0,5	0,41
	d ₁ = d _{adopté} (m)		0,18	0,125	0,195
	d ₂ = L _t - d _{adopté} (m)		0,18	0,125	0,195
	σ_1 (KN/m ²)		1877,80	762,32	1319,76
	N ₁ (KN)		101,40	28,59	77,21
	N ₂ (KN)		33,80	9,53	25,74
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		2,54	0,71	1,93
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,84	0,02	0,64
	A _{vj} (cm ²)		3,20	2,45	2,84
	A' _{v1} /bande/nappe		3,34	1,32	2,64
	A' _{v2} /bande/nappe		1,64	0,63	1,35
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,52	5,25	4,31
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande	4HA14 = 6,15	4HA14 = 6,15	4HA14 = 6,15
	S _{iMAX} (cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande	15	12	15
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)		3	3	3
	Choix de A _H (cm ²)		4HA12 = 4,52	4HA12 = 4,52	4HA12 = 4,52
	Espacement S _t (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérifications	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,65	0,49	0,57
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u	0,46	0,35	0,41
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,15	2,84	1,47

Tableau VI.11 : Ferrailage et vérification du voile L = 1m.

CHAPITRE VII

ETUDE DU MUR PLAQUE

VII.1. Introduction

Un mur plaque est un panneau rigide vertical en béton armé, encastré à sa base qui prend appui sur les poteaux, il assure la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres.

Le mur plaque n'est pas solidaire de la structure, il ne participe pas dans le contreventement.

VII.2. Exigences du RPA

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 VERSION 2003 (Art 10.1.2) est de 15cm, on opte pour une épaisseur de 20cm.

VII.3. Caractéristiques du sol

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Angle de la surface du remblai horizontal : $\beta = 0$.
- La paroi du mur est verticale : $\lambda = 0$.
- Obliquité nulle de la force de poussée : $\delta = 0$.

VII.4. Sollicitations

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui exercent sur la face du mur au repos qui sont :

- La contrainte horizontale : $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$.
- La contrainte verticale : $\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$; Avec : $0 \leq h \leq 2,53 \text{ m}$.

Notre sol est pulvérulent, la relation de Jacky est applicable :

- Coefficient de poussée des terres au repos : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$.

VII.4.1. Contraintes horizontales et verticales

a- A l'ELU

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (1,5 \cdot q + 1,35 \cdot \gamma \cdot h) = 7,5 + 12,15 \cdot h$$

- Pour $h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 7,5 \text{ KN/m}^2$
- Pour $h = 2,53 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 38,24 \text{ KN/m}^2$

b- A l'ELS

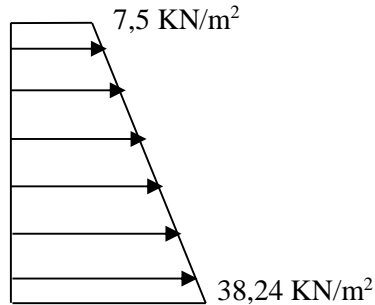
$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (q + \gamma \cdot h) = 5 + 9 \cdot h$$

- Pour $h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 5 \text{ KN/m}^2$

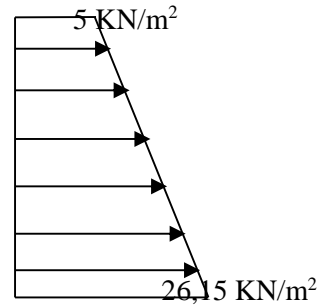
- Pour $h = 2,53 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 26,15 \text{ KN/m}^2$

VII.4.2. Diagrammes des contraintes

ELU



ELS



VII.4.3. Charges moyennes

- A l'ELU : $q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = 30,555 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS : $q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = 20,86 \text{ KN/ml}$

VII.5. Ferrailage du mur plaque

VII.5.1. Méthode de calcul

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel.

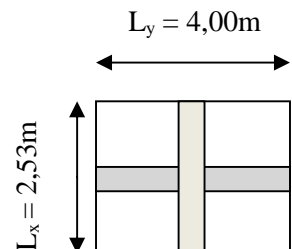
Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments les coefficients suivants :

- En travée : 0,85.
- Aux appuis : 0,5 (intermédiaire).

VII.5.2. Identification du panneau

On a : $L_x = 2,53 \text{ m}$; $L_y = 4,00 \text{ m}$

$\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,53}{4,00} = 0,63 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.



VII.5.3. Calcul des moments

Les résultats du calcul des moments à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

				ELU	ELS
Moments isostatiques (KN.m)	μ_x			0,0772	0,0825
	μ_y			0,343	0,508
	$M_{0x} = q \times \mu_x \times L_x^2$			15,10	11,02
	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$			5,2	5,60
Correction des moments (KN.m)	Sens x-x	Appuis	$M_{ax} = -0,5 \times M_{0x}$	-7,55	-5,525
		Travée	$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x}$	12,835	15,65
	Sens y-y	Appuis	$M_{ay} = -0,5 \times M_{0y}$	-2,6	-2,8
		Travée	$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y}$	4,42	4,76

Tableau VII.1 : Moments de flexion à l'ELU et à l'ELS.

VII.5.4. Recommandations pour le ferrailage

- Les armatures sont constituées de deux nappes qui sont reliées par des **épingles en HA8**.
- La section minimale est :
 - $A_{\min} = 0,23. b. d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,1 \text{ cm}^2$ (règles BAEL 91 modifiées 99 (Art A.4.2)).
 - $A_{\min} = 0,1\% b \times h = 2 \text{ cm}^2$ (RPA 99 VERSION 2003).

VII.5.5. Calcul des armatures

a- Armatures verticales

On a : $h = 20 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\text{Et : } \mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} ; A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	μ_u	β	Observation	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Appuis	0,018	0,991	SSA	1,29	6HA12 = 6,78	15
	Travée	0,031	0,985	SSA	2,20	6HA12 = 6,78	15
Y-Y	Appuis	0,006	0,997	SSA	0,44	6HA12 = 6,78	15
	Travée	0,011	0,994	SSA	0,75	6HA12 = 6,78	15

Tableau VII.2 : Ferrailage du mur plaque.

b- Armatures horizontales

$A_H = A_V / 4 = 6,78 / 4 = 1,70 \text{ cm}^2$; soit : **6HA10** = 4,91 cm², avec un espacement de **S_t = 18 cm**.

VII.6. Vérification à l'ELS**VII.6.1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Il faut vérifier que :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} \leq \min \left[\frac{1}{3} f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}} \times 90 \right] = 164,97 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 17} = 0,399 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ K_1 = 36,52 \end{cases}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
X-X	Appuis	1,45	15	53,08	164,97	Condition vérifiée.
	Travée	4,11	15	150,08	164,97	Condition vérifiée.
Y-Y	Appuis	0,74	15	26,90	164,97	Condition vérifiée.
	Travée	1,25	15	45,73	164,97	Condition vérifiée.

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

VII.6.2. Vérification de la flèche

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} = \frac{200}{1000} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ (Condition vérifiée).
- $\frac{A}{b.d} = \frac{678}{1000 \times 170} = 0,004 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$ (Condition vérifiée).
- $\frac{h}{L} = 0,2 \geq \frac{M_{ts}^{\max}}{10.M_0} = \frac{15,65}{166,9} = 0,09$ (Condition vérifiée).

Avec :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$L = b = 100 \text{ cm}$$

M_{ts}^{\max} : moment max en travée à l'ELS.

M_0 : moment isostatique max en travée à l'ELS, $M_0 = \frac{q_s \times L_x^2}{8} = 16,69 \text{ KN. m}$.

⇒ Les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Les efforts qui peuvent-être transmis aux fondations sont :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** : exercé dans de différents plans.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Ses principaux types sont : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier.
- **Fondations profondes** : Utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur. Ses principaux types sont : les pieux et les puits.

VIII.2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre les types de la fondation superficielle. On adoptera le type convenable en fonction des résultats du dimensionnement :

VIII.3.1. Semelles isolées

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entresol :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3594,85 \times 10^3}{0,2}} = 4,24 \text{ m}$$

Les dimensions sont très importantes \Rightarrow le risque de chevauchement est inévitable, on passe à la vérification de la semelle filante.

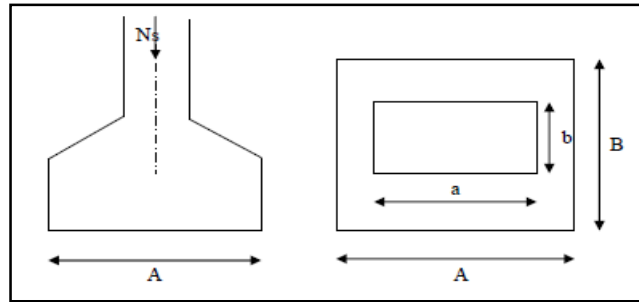


Figure VIII.1 : Pré-dimensionnement de la semelle isolée.

VIII.3.2. Semelles filantes

a- Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B ; \text{ Avec :}$$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

G, Q : charge et surcharge d'exploitation revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	L (m)	$N_{s_{max}}$ (KN)	B (m)	$S = L \times B$ (m ²)	Nombre	S_{totale} (m ²)
V ₁	1	333,54	1,67	1,67	10	16,7
V ₂	2	496,22	1,24	2,48	4	9,92
V ₃	4	1188,93	1,49	5,96	6	35,76
						62,38

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles.

La surface totale des semelles filantes sous voiles : $S_v = \sum S_i = 62,38 \text{ m}^2$

b- Semelles filantes sous poteaux

➤ Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur

centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etapas de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i$.
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) ; q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) ; q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

➤ **Exemple de calcul**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_i (m)	$N_{\text{ser}} \times e_i$ (KN.m)
17	1188,93	0,596	6,05	7193,0265
18	1178,94	-0,659	2,05	2416,827
19	721,02	2,603	-2,05	-1478,091
20	505,96	-0,753	-6,05	-3061,058
Somme	3594,85	1,787	/	5070,7045

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- $R = 3594,85$ KN.
- $e = \frac{5070,7045 + 1,787}{3594,85} = 1,41$ m.
- $q_{\max} = \frac{3594,85}{12,5} \left(1 + \frac{6 \times 1,41}{12,5}\right) = 482,23$ KN/m².
- $q_{\min} = \frac{3594,85}{12,5} \left(1 - \frac{6 \times 1,41}{12,5}\right) = 92,95$ KN/m².
- $q(L/4) = \frac{3594,85}{12,5} \left(1 + \frac{3 \times 1,41}{12,5}\right) = 384,91$ KN/m².
- $L = 12,50$ m.
- $B \geq \frac{384,91}{200} = 1,92$ m ; soit : $B = 2$ m.

$$\Rightarrow S_p = B \times L = 25 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{La surface totale de la semelle filante : } S_t = S_p \times n + S_v = 25 \times 4 + 62,38 = 162,38 \text{ m}^2.$$

Avec: **n** : nombre de portiques dans le sens considéré.

⇒ La surface du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 12,5 \times 25,35 = 316,88 \text{ m}^2$.

⇒ Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{162,38}{316,88} \times 100 = 51,24\% > 50\%$$

⇒ Les semelles filantes occupent une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, on opte alors pour un radier général.

VIII.4. Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII.4.1. Pré-dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

a- Condition forfaitaire

➤ Sous voiles

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} \Rightarrow \frac{410}{8} \leq h \leq \frac{410}{5} \Rightarrow 51,25\text{cm} \leq h \leq 82\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 82 \text{ cm.}}$$

Avec : **h** : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

➤ Sous poteaux

• Dalle

$$\text{La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : } h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{410}{20} = 20,5\text{cm}$$

Avec un minimum de 25cm ⇒ Soit : **h_d = 30cm.**

• Nervure (poutre)

$$\text{La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante : } h_n > \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{410}{10} = 41\text{cm}$$

⇒ Soit : **h_n = 80cm.**

Avec une largeur de : $0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{b_n = 50cm.}$

• Dalle flottante

$$\text{La dalle flottante doit satisfaire la condition suivante : } \frac{L_{\text{max}}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{\text{max}}}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{410}{50} \leq e_f \leq \frac{410}{40} \Rightarrow 8,2\text{cm} \leq e_f \leq 10,25\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{e_f = 10cm.}$$

b- Condition de vérification de la longueur élastique

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le

radier est rigide, s'il vérifie : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \Rightarrow L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4100\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 80,20\text{cm}$

⇒ Soit : **h = 82cm** ; Avec :

L_e : longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40MPa pour un sol moyen).

I : l'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : module de déformation longitudinale déferée.

VIII.4.2. Détermination de la surface nécessaire du radier

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Charges revenant à la superstructure	Charge permanente	$G_{\text{ETABS}} = 23621,83 \text{ KN}$
	Charge d'exploitation	$Q_{\text{ETABS}} = 4862,07 \text{ KN}$
Combinaisons d'actions	$N_u = 1,35 \times 23621,83 + 1,5 \times 4862,07 = 39182,58 \text{ KN}$	
	$N_s = 23621,83 + 4862,07 = 28483,9 \text{ KN}$	
Surface du radier	$S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{39182,58}{1,33 \times 200} = 147,3 \text{ m}^2$	
	$S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28483,9}{200} = 142,42 \text{ m}^2$	
Surface adoptée	$S_{\text{rad}} = \max \{S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}\} = 147,3 \text{ m}^2$	
Conclusion	$S_{\text{bat}} = 316,88 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 147,3 \text{ m}^2$ ⇒ On opte pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL.	
Longueur du débord	$L_{\text{déb}} \geq \max \left\{ \frac{h}{2}; 30\text{cm} \right\} = \max \left\{ \frac{80}{2}; 30\text{cm} \right\} = 40\text{cm} \Rightarrow L_{\text{déb}} = 50\text{cm}$	
Surface du débord	$S_{\text{déb}} = P \times L_{\text{déb}} = (2 \times (12,5 + 25,35) \times 0,5) = 37,85 \text{ m}^2$	
Surface totale du radier	$S_{\text{Trad}} = S_{\text{déb}} + S_{\text{bat}} = 37,85 + 316,88 = 354,73 \text{ m}^2$	

Tableau VIII.3 : Surface du radier.

VIII.4.3. Sollicitations à la base du radier

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poids de la dalle (KN)	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 354,73 \times 0,30 \times 25$	2660,48	
Poids de la nervure (KN)	$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0,50 \times (0,80 - 0,30) \times 25 \times (12,5 \times 8 + 25,35 \times 4)$	1258,75	
Poids de remblai (TVO) (KN)	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $P_{TVO} = (354,73 - 100,7) \times 0,5 \times 17$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0,5 \times 201,4 = 100,7m^2$	2159,26	
Poids de la dalle flottante (KN)	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b = 354,73 \times 0,10 \times 25$	886,83	
Poids du radier (KN)	$P_{radier} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante}$	6965,32	
Charges apportées sur le radier (KN)	$G_T = G_{superstructure} + G_{infrastructure} = 23621,83 + 6965,32$	30587,15	
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 4862,07 + 3,5 \times 354,73$	6103,63	
Combinaisons d'actions (KN)	ELU	$N_u = 1,35 \times 30587,15 + 1,5 \times 6103,63$	50448,098
	ELS	$N_s = 30587,15 + 6103,63$	36690,78
	E.sismique	$N_a = G_T + 0,2Q_T = 30587,15 + 0,2 \times 6103,63$	31807,88

Tableau VIII.4 : Sollicitations à la base du radier.

VIII.4.4. Vérifications

a- Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec : $T_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{50448,098 \times 1}{354,73} \times \frac{4,1}{2} = 291,54 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{291,54 \cdot 10^3}{1000 \times 0,9 \times 300} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ (Condition vérifiée).

b- Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier sollicité par :

- Effort Normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme ; $M = M_0 + T_0 \times h$; Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

T_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- **ELU** : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$.
- **ELS** : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$.

- Sens longitudinal : (extraits du logiciel ETABS)
 - $M_{0x} = 26975,325 \text{ KN.m}$
 - $T_{0x} = 1744,08 \text{ KN}$
- Sens transversal : (extraits du logiciel ETABS)
 - $M_{0y} = 30838,336 \text{ KN.m}$
 - $T_{0y} = 2016,06 \text{ KN}$

➤ **Sens longitudinal**

Centre de gravité	$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,675 \text{ m}$	
Moment d'inertie	$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12,5 \times 25,35^3}{12} = 16969,25 \text{ m}^4$	
Moment à la base	$M_x = 26975,325 + 1744,08 \times 0,82 = 28405,47 \text{ KN.m}$	
$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G$	ELU	$\sigma_1 = \frac{50448,098}{354,73} + \frac{28405,47}{16969,25} \times 12,675 = 163,43 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_1 = \frac{36690,78}{354,73} + \frac{28405,47}{16969,25} \times 12,675 = 124,65 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G$	ELU	$\sigma_2 = \frac{50448,098}{354,73} - \frac{28405,47}{16969,25} \times 12,675 = 120,99 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_2 = \frac{36690,78}{354,73} - \frac{28405,47}{16969,25} \times 12,675 = 82,21 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	ELU	$\sigma_m = 152,82 \text{ KN/m}^2 < 266 \text{ KN/m}^2$ (Condition vérifiée)
	ELS	$\sigma_m = 114,04 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$ (Condition vérifiée)

Tableau VIII.5 : Vérification de la stabilité du radier (sens longitudinal).

➤ **Sens transversal**

Centre de gravité	$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6,25 \text{ m}$	
Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25,35 \times 12,5^3}{12} = 4125,98 \text{ m}^4$	
Moment à la base	$M_y = 30838,336 + 2016,06 \times 0,82 = 32491,51 \text{ KN.m}$	
$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G$	ELU	$\sigma_1 = \frac{50448,098}{354,73} + \frac{32491,51}{4125,98} \times 6,25 = 191,43 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_1 = \frac{36690,78}{354,73} + \frac{32491,51}{4125,98} \times 6,25 = 152,65 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G$	ELU	$\sigma_2 = \frac{50448,098}{354,73} - \frac{32491,51}{4125,98} \times 6,25 = 92,99 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_2 = \frac{36690,78}{354,73} - \frac{32491,51}{4125,98} \times 6,25 = 54,22 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	ELU	$\sigma_m = 166,82 \text{ KN/m}^2 < 266 \text{ KN/m}^2$ (Condition vérifiée)
	ELS	$\sigma_m = 128,04 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$ (Condition vérifiée)

Tableau VIII.6 : Vérification de la stabilité du radier (sens transversal).

c- Vérification au poinçonnement

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$; Avec :

μ_c : périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : épaisseur du voile ou du poteau.

b : largeur du poteau ou du voile (1m).

➤ Poteaux

- $\mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0,35 + 0,40 + 2 \times 0,82) = 4,78 \text{ m}$
- $N_u = 1033,01 \leq \frac{0,045 \times 4,78 \times 0,82 \times 10^3 \times 25}{1,5} = 2939,7 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

➤ Voiles

- $\mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2 \times 0,82) = 5,68 \text{ m}$
- $N_u = 2413,68 \leq \frac{0,045 \times 5,68 \times 0,82 \times 10^3 \times 25}{1,5} = 3493,2 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

VII.4.5. Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux. Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

a- Ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité, On distingue deux cas :

- **1^{er} cas** : $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0,40 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens ($M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$).
- **2^{ème} cas** : $0,40 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.
 - Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times L_x^2$
 - Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

➤ Contraintes

$$\begin{cases} q_u = \sigma_{mu}^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166,82 - \frac{6965,32}{354,73} = 147,18 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{ms}^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 128,04 - \frac{6965,32}{354,73} = 108,40 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Identification du panneau le plus sollicité

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $L_x = 4\text{m}$; $L_y = 4,1\text{m}$

$\rho = \frac{4}{4,1} = 0,98 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

➤ Moments

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
μ_x	0,0385	0,0459
μ_y	0,956	0,970
M_{0x} (KN.m)	$M_{0x} = 147,18 \times 0,0385 \times 4^2 = 90,66$	$M_{0x} = 108,40 \times 0,0459 \times 4^2 = 79,61$
M_{0y} (KN.m)	$M_{0y} = 0,956 \times 90,66 = 86,67$	$M_{0y} = 0,970 \times 79,61 = 77,22$
M_{ax} (KN.m)	$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -45,33$	$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -39,81$
M_{tx} (KN.m)	$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 67,99$	$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 59,71$
M_{ay} (KN.m)	$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -43,34$	$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -38,61$
M_{ty} (KN.m)	$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 65,00$	$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 57,92$

Tableau VIII.7 : Moments de la dalle du radier à l'ELU et à l'ELS.

Remarque : Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée car dans notre cas le panneau est un panneau intermédiaire.

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		En travée	Aux appuis
Sens x-x	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$	$\mu = \frac{67,99 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 270^2} = 0,066$ $\mu < 0,392$ (SSA ($A_c = 0 \text{cm}^2$))	$\mu = \frac{45,33 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 270^2} = 0,044$ $\mu < 0,392$ (SSA ($A_c = 0 \text{cm}^2$))
	β	0,966	0,978
	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ (cm ²)	$A_{st} = \frac{67,99 \times 10^6}{0,966 \times 270 \times 348} = 7,49$	$A_{st} = \frac{45,33 \times 10^6}{0,978 \times 270 \times 348} = 4,93$
	$A_{adoptée}$ (cm ²)	5HA14 = 7,69	5HA12 = 5,65
	Espacement (cm)	$S_t = 25$	$S_t = 25$
Sens y-y	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$	$\mu = \frac{65,00 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 270^2} = 0,063$ $\mu < 0,392$ (SSA ($A_c = 0 \text{cm}^2$))	$\mu = \frac{43,34 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 270^2} = 0,042$ $\mu < 0,392$ (SSA ($A_c = 0 \text{cm}^2$))
	β	0,967	0,979
	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ (cm ²)	$A_{st} = \frac{65,00 \times 10^6}{0,967 \times 270 \times 348} = 7,15$	$A_{st} = \frac{43,34 \times 10^6}{0,979 \times 270 \times 348} = 4,71$
	$A_{adoptée}$ (cm ²)	5HA14 = 7,69	5HA12 = 5,65
	Espacement (cm)	$S_t = 25$	$S_t = 25$

Tableau VIII.8 : Ferrailage de la dalle du radier à l'ELU.

➤ Vérification à l'ELU

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0,0008 \times 1000 \times 300 \times \frac{3-0,98}{2} = 242,4 \text{ mm}^2 = 2,42 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour HA FeE400.

• Espacements des armatures

- Sens x-x : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ (Condition vérifiée).
- Sens y-y : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ (Condition vérifiée).

• Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec : $V_u^{\max} = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{147,18 \times 4,1}{2} = 301,72 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{301,72 \cdot 10^3}{1000 \times 0,9 \times 300} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ (Condition vérifiée).}$$

La vérification est résumée dans le tableau suivant :

		En travée	Aux appuis
Sens x-x	γ	1,14	1,14
	α	0,0854	0,0562
	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,32	0,32
Sens y-y	γ	1,12	1,12
	α	0,0815	0,0536
	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,31	0,31

Tableau VIII.9 : Vérification de la dalle du radier à l'ELS.

b- Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier, d'une longueur de 50cm, soumise à une charge uniformément répartie.

➤ Sollicitation de calcul

$$- M_u = - \frac{q_u \cdot L^2}{2} = - \frac{147,18 \times 0,5^2}{2} = -18,40 \text{ KN.m}$$

$$- M_s = - \frac{q_s \cdot L^2}{2} = - \frac{108,40 \times 0,5^2}{2} = -13,55 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures

• Armatures principales

$$- \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,40 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,018 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,991$$

$$- A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18,40 \times 10^6}{0,991 \times 270 \times 348} = 197,61 \text{ mm}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52cm²** ; avec un espacement : $S_t = 25\text{cm}$.

• Armatures de répartition

$$- A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14cm²** ; avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$.

➤ Vérification à l'ELU

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18,40}{13,55} = 1,36$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \alpha = 0,0227 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \text{ (Condition vérifiée).}$$

c- Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout soulèvement du radier, il sera muni de nervures dans les deux sens. Ces dernières seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ Détermination des charges

$$- q_u = \left(\sigma_{um} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(166,82 - \frac{6965,32}{354,73} - \frac{1258,75}{100,7} \right) \times 1\text{m} = 134,68 \text{ KN/ml}$$

$$- q_s = \left(\sigma_{sm} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(128,04 - \frac{6965,32}{354,73} - \frac{1258,75}{100,7} \right) \times 1\text{m} = 95,90 \text{ KN/ml}$$

➤ Sollicitations

$$- \text{Moment fléchissant : } Q = q \times l_m.$$

$$- \text{Effort tranchant : } Q = q \times l_t.$$

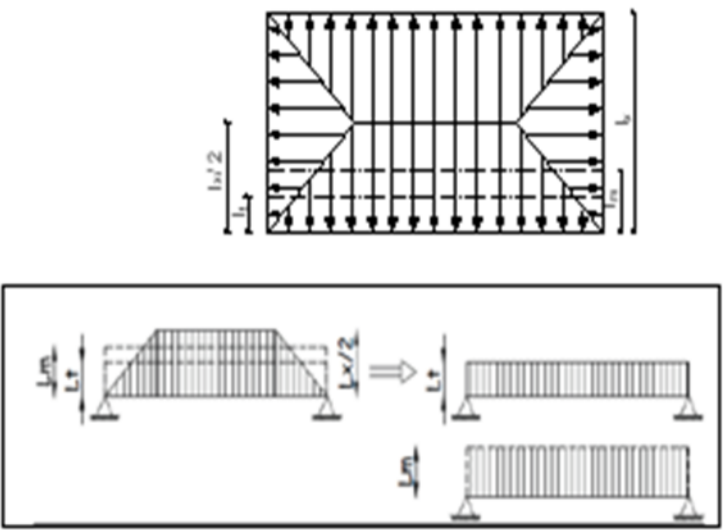
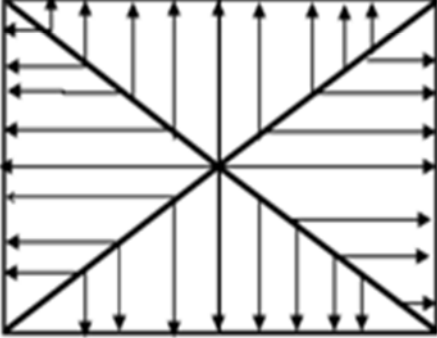
Schéma	Sollicitation
	<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
	<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

Figure VIII.2 : Présentation des chargements simplifiés.

Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Travée	Panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	Moment fléchissant				Effort tranchant			
								Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
A-B	1	3,40	4,00	0,85	Triangulaire	1,13	0,85	153,88	307,76	109,73	219,46	115,75	231,5	82,54	165,08
	2	3,40	4,10	0,83	Triangulaire	1,13	0,85	153,88		109,73		115,75		82,54	
B-C	1	3,50	4,00	0,88	Triangulaire	1,17	0,88	159,33	318,66	113,62	227,24	119,84	239,68	85,46	170,92
	2	3,50	4,10	0,85	Triangulaire	1,17	0,88	159,33		113,62		119,84		85,46	
C-D	1	4,00	4,00	1	Triangulaire	1,33	1	181,12	362,24	129,16	258,32	136,18	272,36	97,11	194,22
	2	4,00	4,10	0,98	Triangulaire	1,33	1	181,12		129,16		136,18		97,11	
D-E	1	3,20	4,00	0,80	Triangulaire	1,07	0,80	145,71	291,42	103,91	207,82	108,94	217,88	77,69	155,38
	2	3,20	4,10	0,78	Triangulaire	1,07	0,80	145,71		103,91		108,94		77,69	
E-F	1	4,00	4,00	1	Triangulaire	1,33	1	181,12	362,24	129,16	258,32	136,18	272,36	97,11	194,22
	2	4,00	4,10	0,98	Triangulaire	1,33	1	181,12		129,16		136,18		97,11	
F-G	1	3,50	4,00	0,88	Triangulaire	1,17	0,88	159,33	318,66	113,62	227,24	119,84	239,68	85,46	170,92
	2	3,50	4,10	0,85	Triangulaire	1,17	0,88	159,33		113,62		119,84		85,46	
G-H	1	3,40	4,00	0,85	Triangulaire	1,13	0,85	153,88	307,76	109,73	219,46	115,75	231,5	82,54	165,08
	2	3,40	4,10	0,83	Triangulaire	1,13	0,85	153,88		109,73		115,75		82,54	

Tableau VIII.10 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	Moment fléchissant				Effort tranchant			
								Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
1-2	1	4,00	4,00	1	Triangulaire	1,33	1	181,12	340,45	129,16	242,78	136,18	256,02	97,11	182,57
	2	3,50	4,00	0,88	Triangulaire	1,17	0,88	159,33		113,62		119,84		85,46	
2-3	1	4,00	4,10	0,98	Triangulaire	1,33	1	181,12	340,45	129,16	242,78	136,18	256,02	97,11	182,57
	2	3,50	4,10	0,85	Triangulaire	1,17	0,88	159,33		113,62		119,84		85,46	
3-4	1	4,00	4,00	1	Triangulaire	1,33	1	181,12	340,45	129,16	242,78	136,18	256,02	97,11	182,57
	2	3,50	4,00	0,88	Triangulaire	1,17	0,88	159,33		113,62		119,84		85,46	

Tableau VIII.11 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

➤ Diagrammes des efforts internes (ETABS)

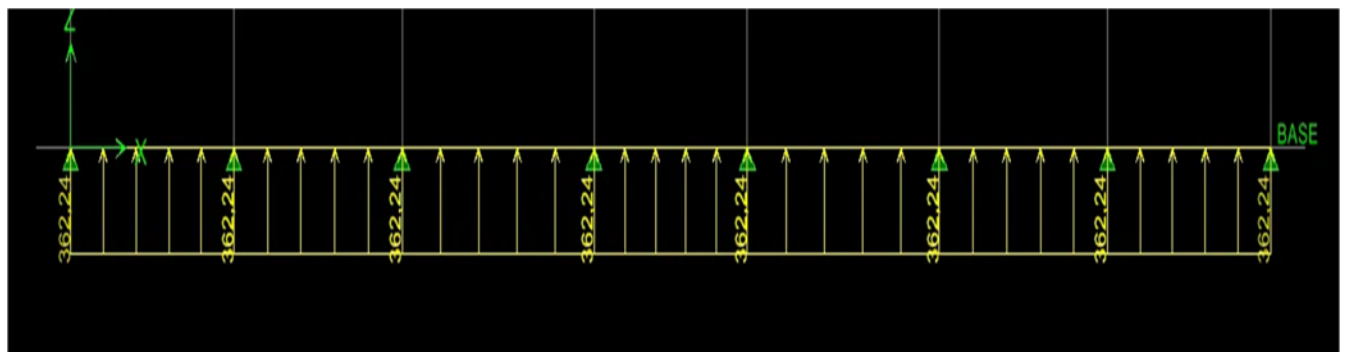


Figure VIII.3 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

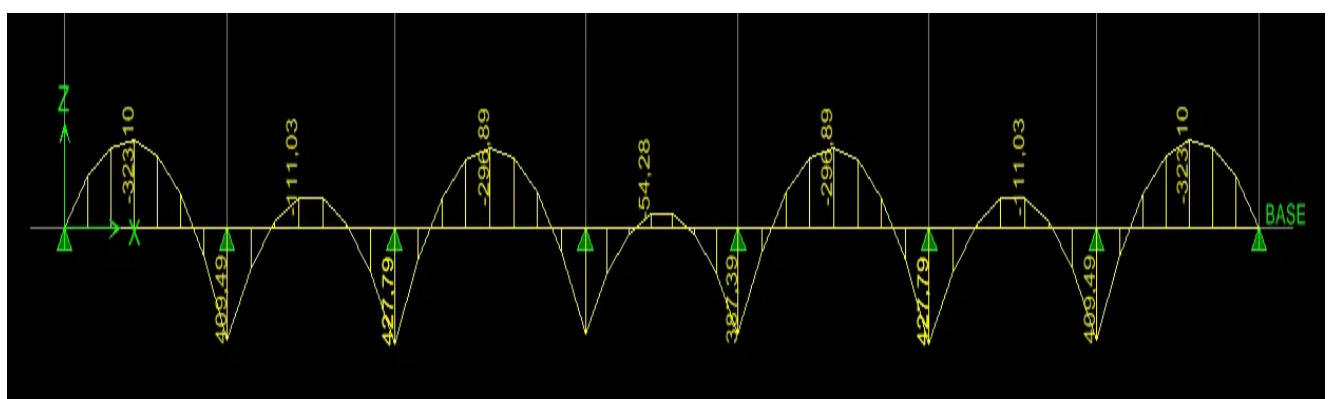


Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens longitudinal).

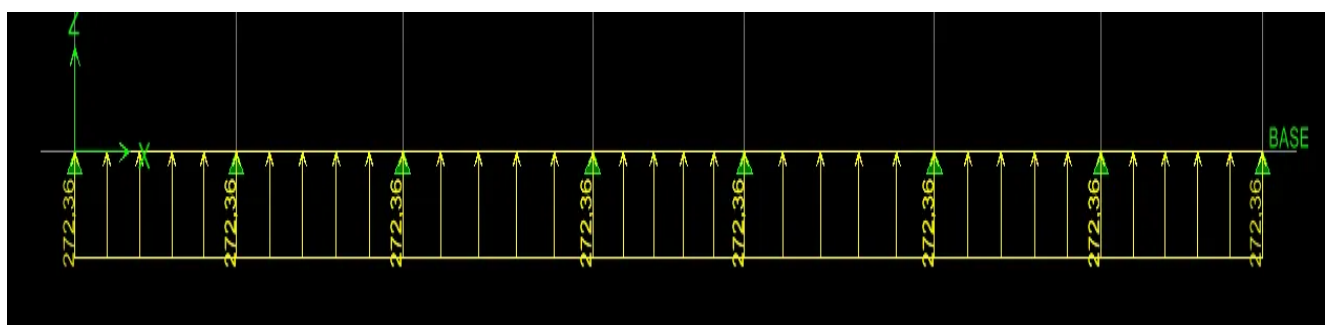


Figure VIII.5 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

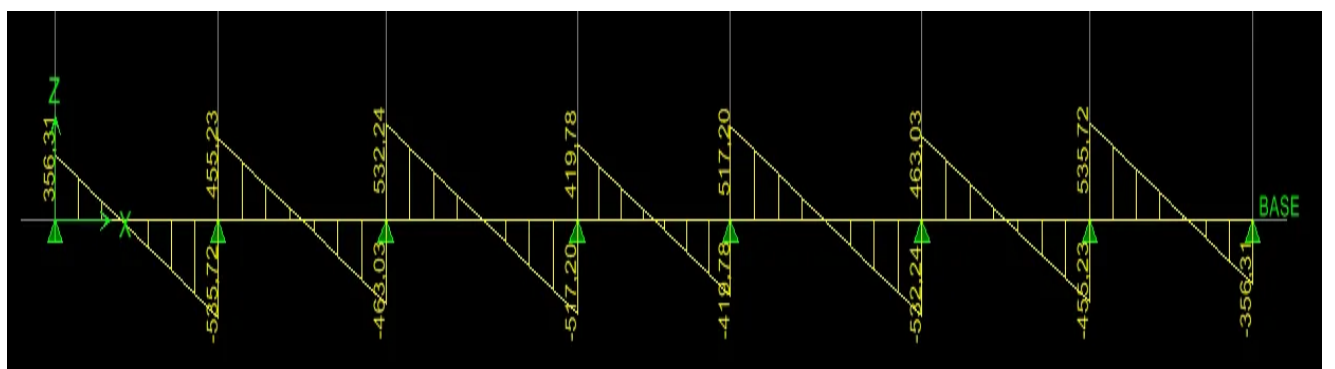


Figure VIII.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens longitudinal).

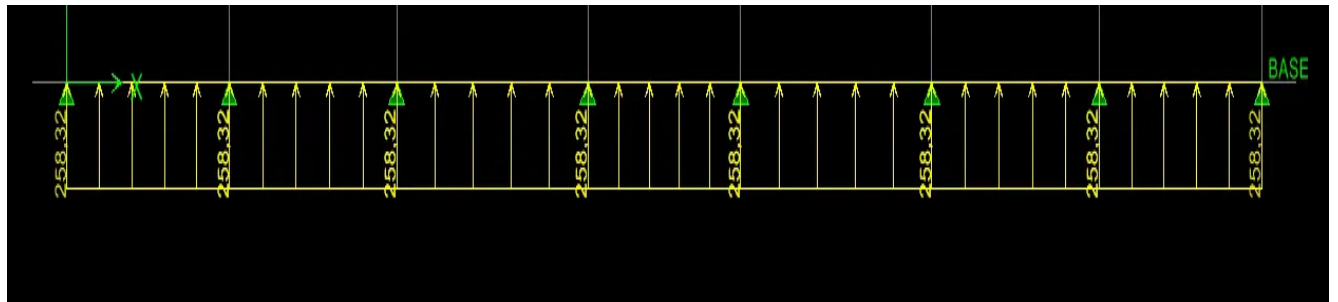


Figure VIII.7 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

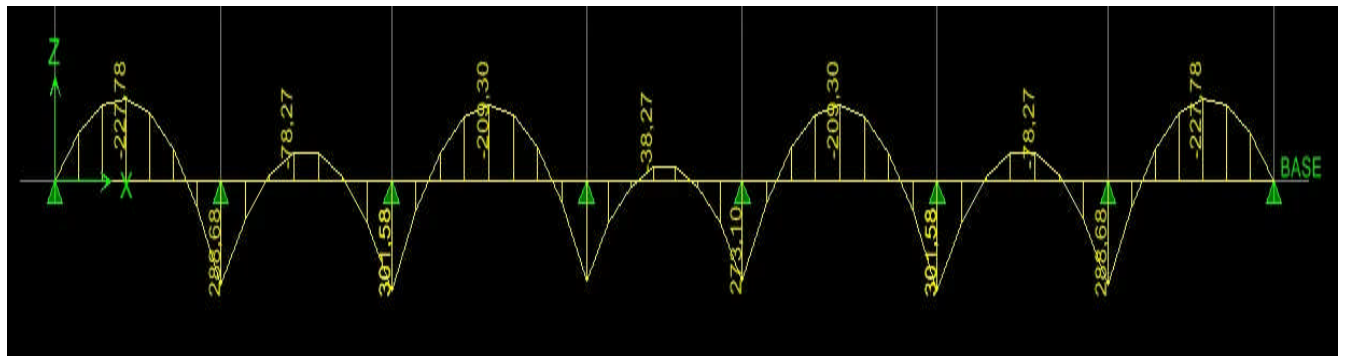


Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS (sens longitudinal).

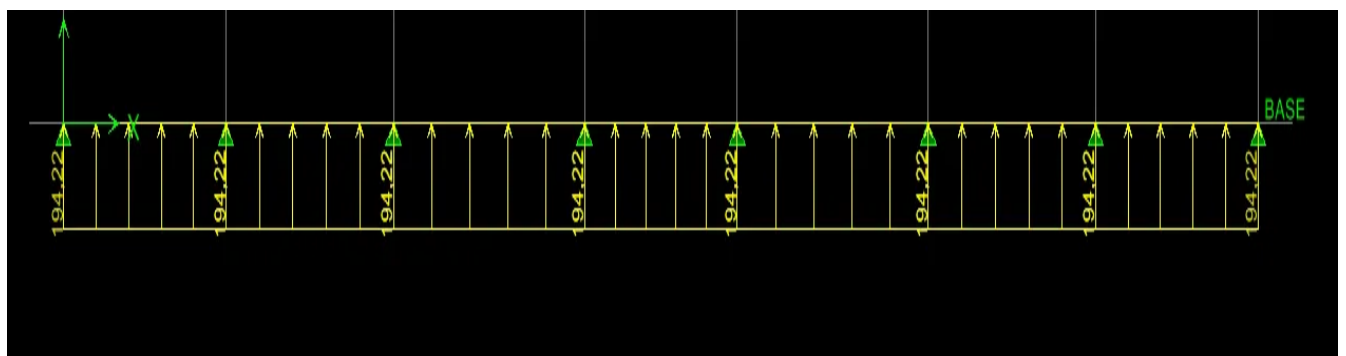


Figure VIII.9 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

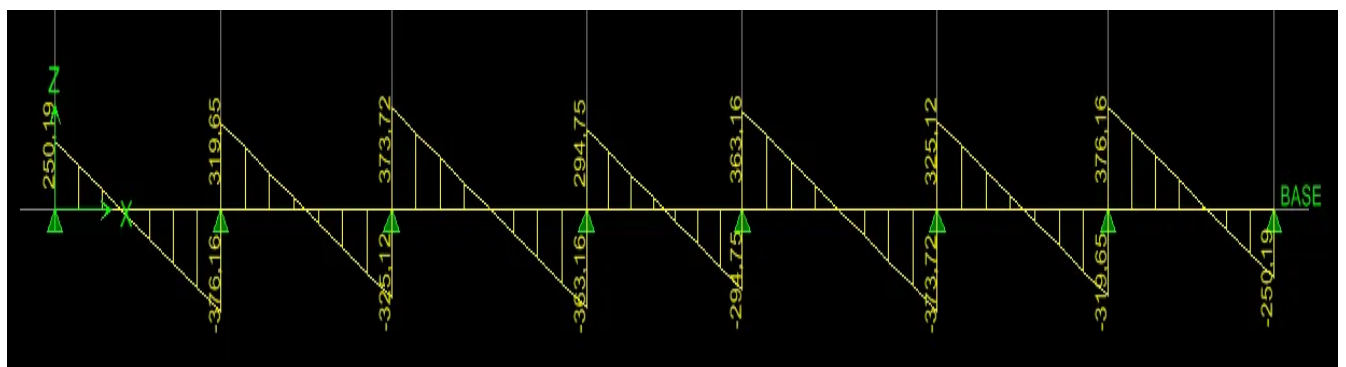


Figure VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens longitudinal).

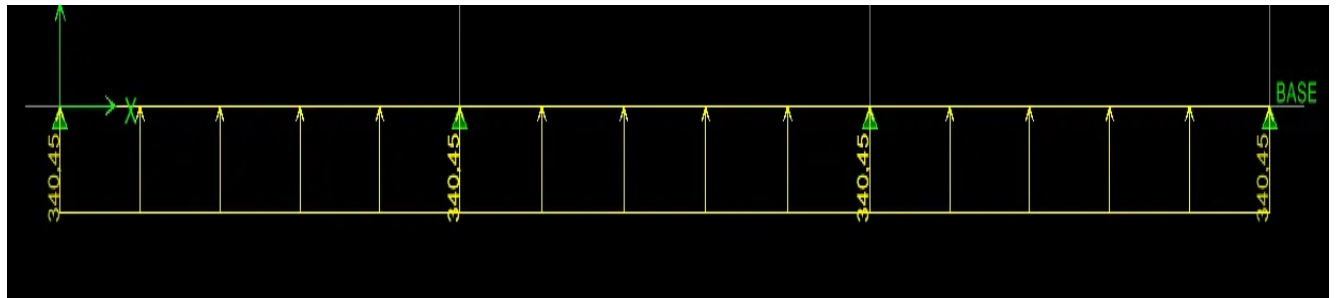


Figure VIII.11 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELU (sens transversal).

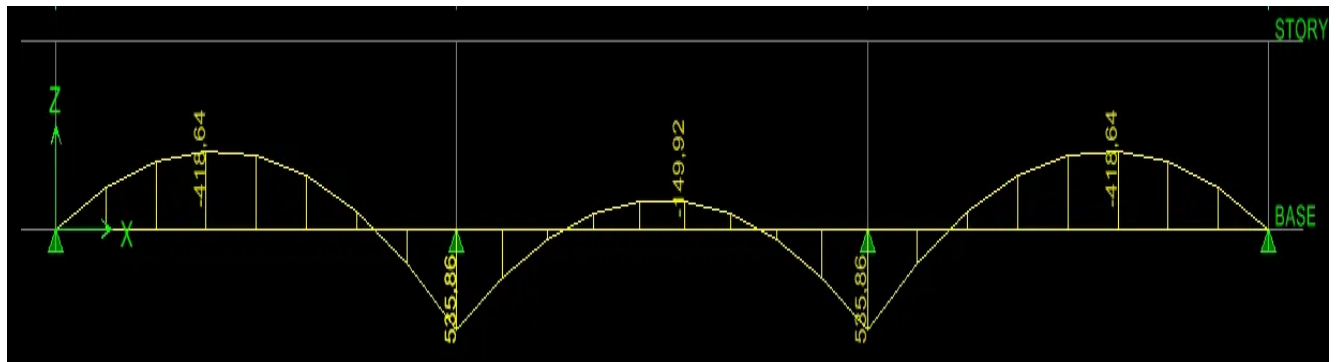


Figure VIII.12 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens transversal).

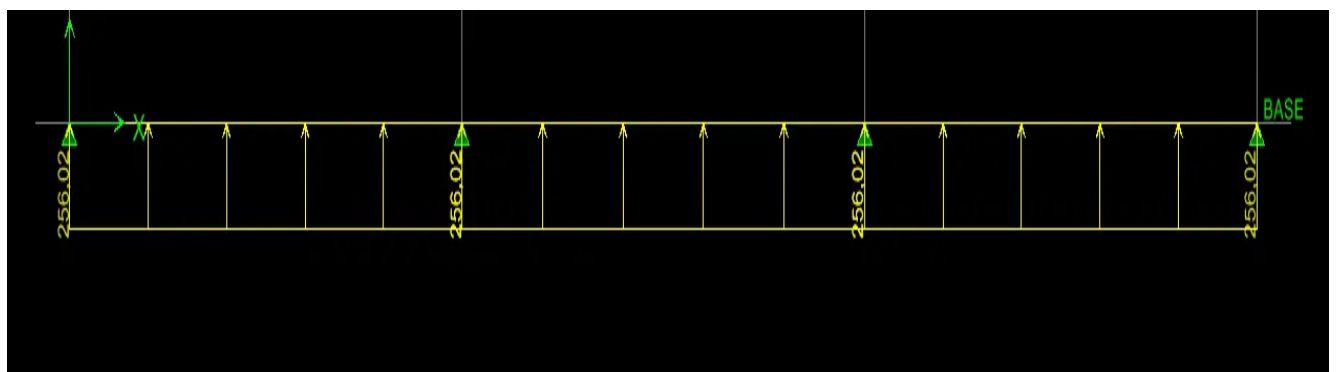


Figure VIII.13 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELU (sens transversal).

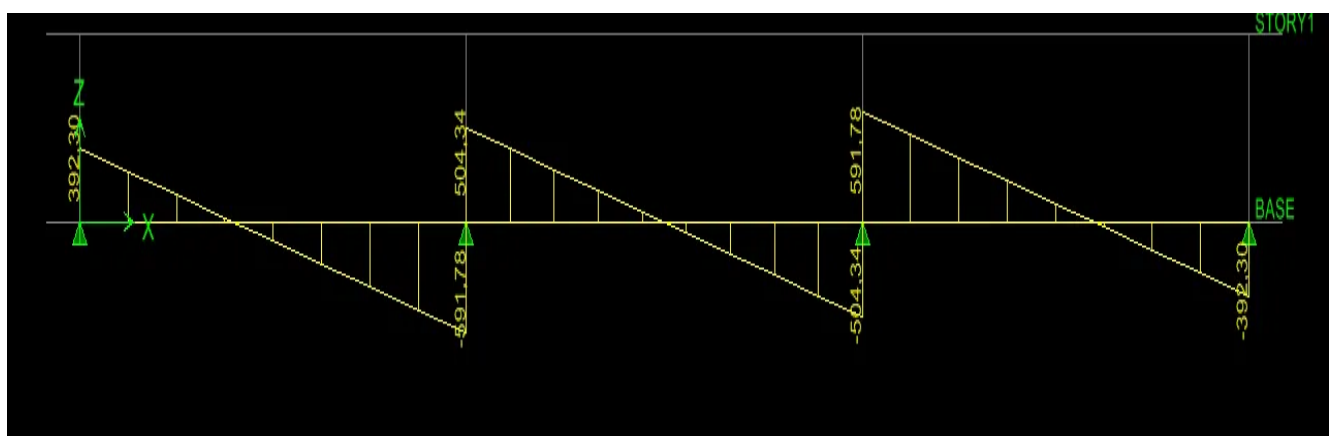


Figure VIII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens transversal).

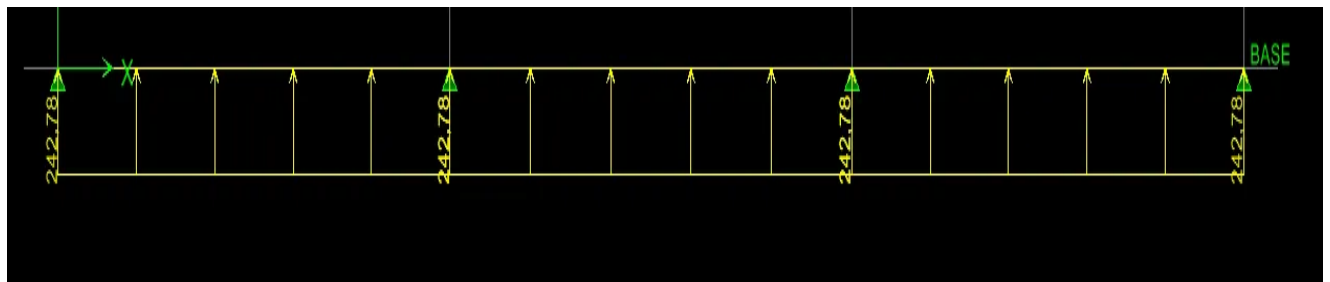


Figure VIII.15 : Chargement simplifié du moment fléchissant à l'ELS (sens transversal).

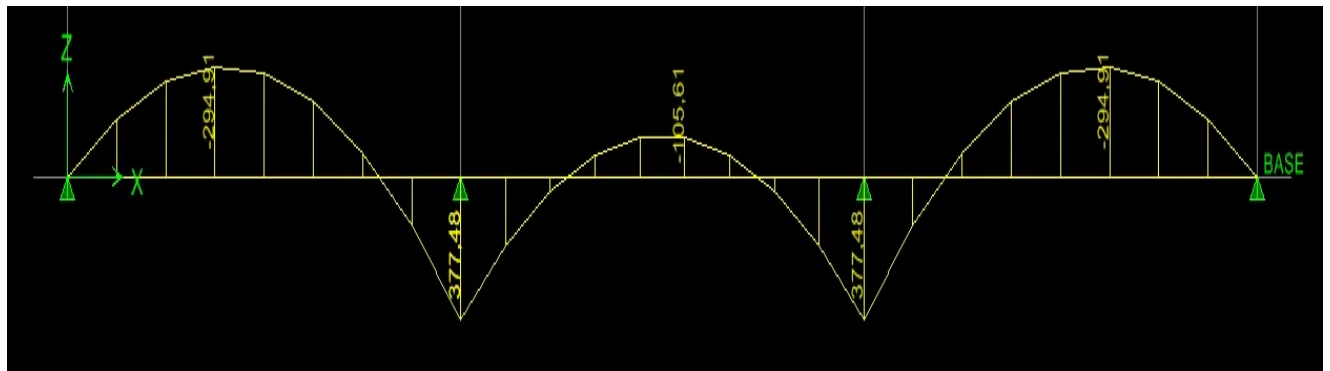


Figure VIII.16 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS (sens transversal).

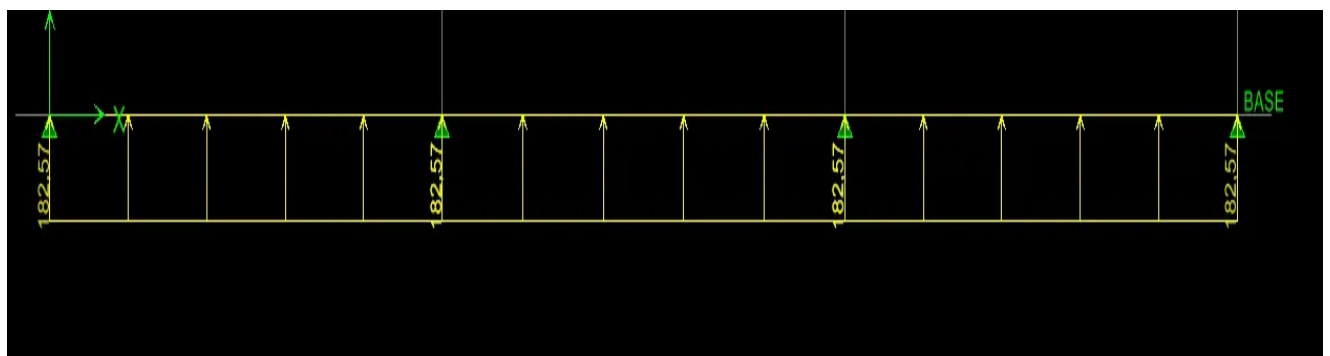


Figure VIII.17 : Chargement simplifié de l'effort tranchant à l'ELS (sens transversal).

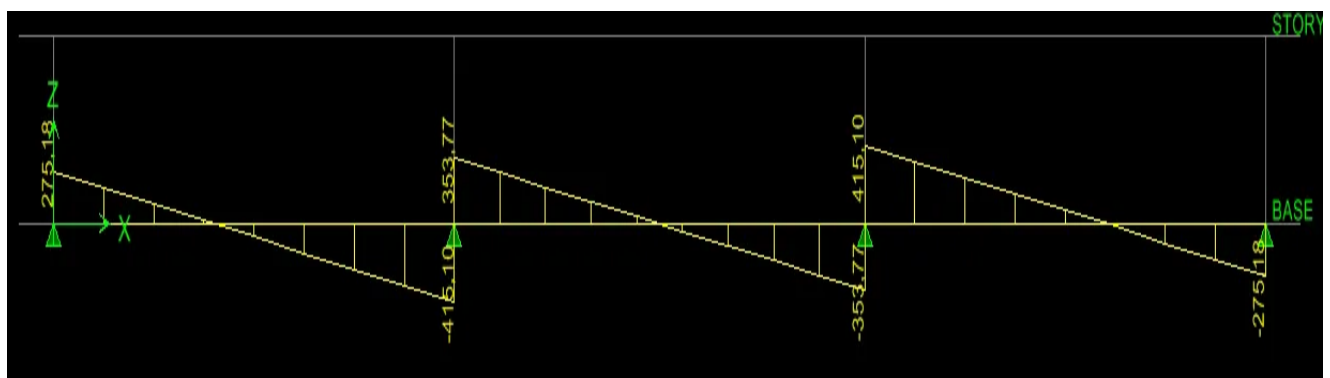


Figure VIII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens transversal).

➤ Efforts internes maximaux extraits de ETABS

Sens	Efforts		ELU	ELS
x-x	Moments (KN.m)	Appuis	427,79	301,58
		Travée	323,10	227,78
	Efforts tranchants (KN)		535,72	376,16
y-y	Moments (KN.m)	Appuis	535,86	377,48
		Travée	418,64	294,91
	Efforts tranchants (KN)		591,78	415,10

Tableau VIII.12 : Efforts internes dans les nervures.

➤ Calcul des armatures

• Armatures longitudinales

On a : $b = 50\text{cm}$; $d = 75\text{cm}$; $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$; $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$

• Exemple de calcul (Sens x-x, aux appuis)

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{427,79 \times 10^6}{500 \times 750^2 \times 14,2} = 0,107 \leq 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (SSA)}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{427,79 \times 10^6}{0,944 \times 750 \times 348} = 17,36\text{cm}^2$$

Soit : **4HA20 + 4HA16 = 20,6cm²**.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	μ	Obs	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
x-x	Travée	0,081	SSA	0,958	12,92	4HA16 + 4HA14 = 14,19
	Appuis	0,107	SSA	0,944	17,36	4HA20 + 4HA16 = 20,6
y-y	Travée	0,104	SSA	0,945	16,97	4HA20 + 4HA16 = 20,6
	Appuis	0,134	SSA	0,928	22,12	8HA20 = 25,13

Tableau VIII.13 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

• Armatures transversales

- Diamètre minimal

Selon les règles BAEL 91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm, soit : } \phi = 10\text{mm.}$$

- Espacement des armatures

Zone nodale : $S_t \leq \min \{h/4 ; 12\phi_l\} = \min \{20 ; 24\text{cm}\} = 20\text{cm}$; soit : **S_t = 10cm**.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40\text{cm}$; soit : **S_t = 15cm**.

- Armatures transversales minimales

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5\text{cm}^2.$$

⇒ Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ (cadre + étrier).

• Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, il y a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3(\text{cm}^2/\text{ml}) \times 0,80 = 2,4\text{cm}^2/\text{paroi}$; soit : $2\text{HA}14 = 3,08\text{cm}^2$.

➤ Vérification à l'ELU

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1}{400} = 4,53\text{cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

• Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\right) = 2,5\text{MPa}$

- Sens x-x

$$\tau_u = \frac{535,72 \cdot 10^3}{500 \times 750} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ (Condition vérifiée).}$$

- Sens y-y

$$\tau_u = \frac{591,78 \cdot 10^3}{500 \times 750} = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

La vérification est résumée dans le tableau suivant :

		En travée	Aux appuis
Sens x-x	γ	1,42	1,42
	α	0,1058	0,1418
	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,46	0,46
Sens y-y	γ	1,42	1,42
	α	0,1376	0,1805
	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0,46	0,46

Tableau VIII.14 : Vérification des nervures à l'ELS.

⇒ L'inégalité est vérifiée donc on peut se dispenser de la vérification à l'ELS.

VIII.5. Conclusion

On a opté pour un radier général qui sera ferrillé comme suit :

- Dalle :
 - En travée : 5HA14.
 - Aux appuis : 5HA12.
- Débord :
 - Armatures principales : 4HA12.
 - Armatures de répartition : 4HA10.
- Nervure :
 - Armatures longitudinales :
 - Sens x-x :
En travée : 4HA16 + 4HA14.
Aux appuis : 4HA20 + 4HA16.
 - Sens y-y :
En travée : 4HA20 + 4HA16.
Aux appuis : 8HA20.
 - Armatures transversales : 4HA10.
 - Armatures de peau : 2HA14.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation. Il nous a conduites à nous documenter et à explorer de nouvelles méthodes, ce qui nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances.

On a divisé notre travail en plusieurs parties :

- 1^{er} chapitre : consacré aux généralités et présentation de notre ouvrage.
- 2^{ème} chapitre : consacré au pré dimensionnement des éléments comme les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- 3^{ème} chapitre : consacré au calcul et ferrailage des éléments comme l'acrotère, les planchers, les escaliers, la poutre palière et la poutre de chaînage.
- 4^{ème} chapitre : consacré au résumé des étapes de la modélisation, cette dernière est faite par le logiciel ETABS Version «9.7.4».
- 5^{ème} chapitre : consacré à la vérification des exigences du RPA, et nous a permis de choisir le système de contreventement (bâtiment contreventé par voiles porteurs).
- 6^{ème} chapitre : consacré au ferrailage des éléments structuraux comme les poteaux, les poutres et les voiles.
- 7^{ème} chapitre : consacré à l'étude et au ferrailage du mur plaque.
- 8^{ème} chapitre : consacré à l'étude de l'infrastructure, et nous a permis de choisir le radier général comme fondation.

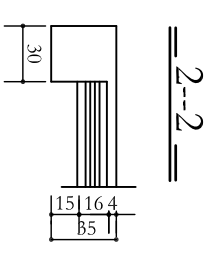
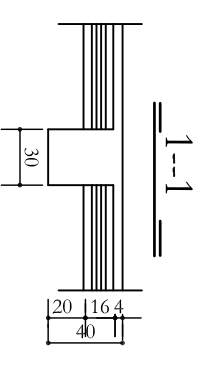
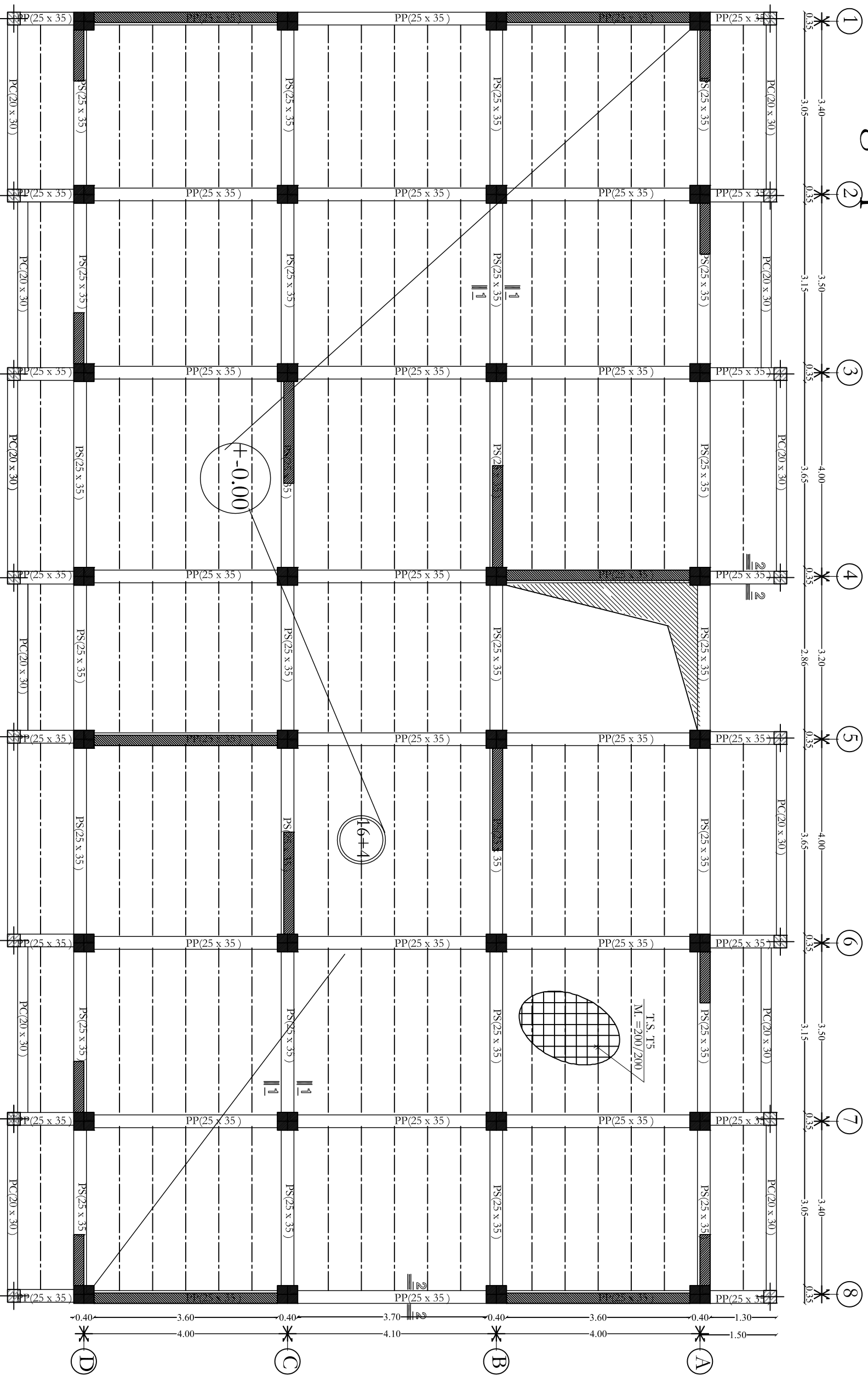
Enfin, on a dessiné les plans de ferrailage de chaque élément à l'aide du logiciel AUTOCAD 2015.

Au terme de ce projet, nous avons pu maitriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du BAEL et toute la réglementation relative au RPA qui visent à assurer une protection, des vies humaines et des constructions vis-à-vis des charges verticales et des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

BIBLIOGRAPHIE

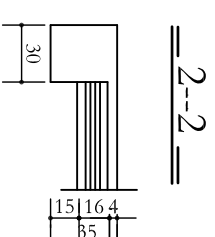
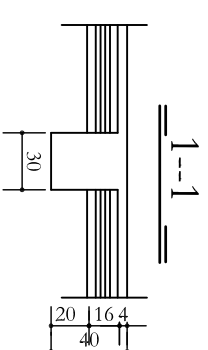
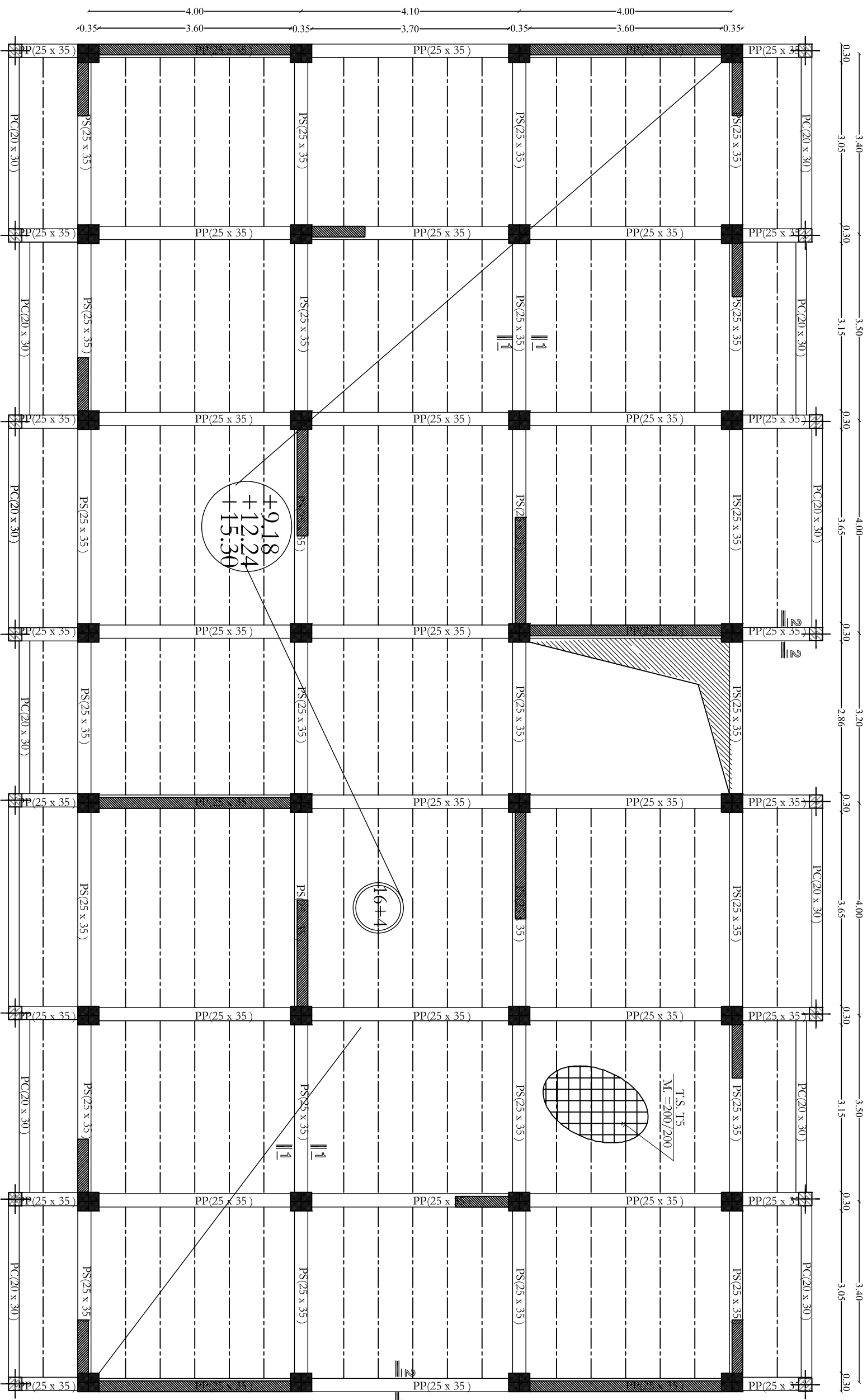
- [1] BELAZOUGUI. M. (1988). Calcul des Ouvrages en Béton Armé. Alger : Offices des publications universitaires.
- [2] FUENTES. Albert. (1983). Calcul pratique des Ossatures de Bâtiments en Béton Armé. Paris : Eyrolles.
- [3] PERCHAT. Jean. (2010). Béton Armé. Paris : Le moniteur.
- [4] DAVIDOVICI. Victor. (1996). Formulaire du béton armé. Paris : Le moniteur.
- [5] MOUGIN. Jean-Pierre. (1992). COURS DE BETON ARME (B.A.E.L 91) Béton Armé à l'état limite. Paris : Eyrolles.
- [6] PERCHAT. Jean. – ROUX. Jean. (1992). PRATIQUE DU B.A.E.L 91 cours avec exercices corrigés. Paris : Eyrolles.
- [7] THONIER. Henry. (1992). CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT (T2). Paris : Eyrolles.
- [8] CAPRA. Alain. – DAVIDOVICI. Victor. (1984). CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE. Paris : Eyrolles.
- [9] RPA. (2003). Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/ version 2003).
- [10] D.T.U. (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Règles BAEL 91 modifiées 99). Paris : Eyrolles.
- [11] DTR. Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [12] DTR. Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41).
- [13] CBA. (1993). Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).
- [14] Cours et TD des années de spécialité.
- [15] Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- [16] Logiciel AUTOCAD 2015.
- [17] Logiciel ETABS V 9.7.4.
- [18] Logiciel SOCOTEC.

coffrage plancher niv :+0.00



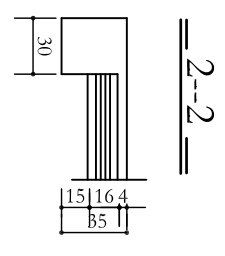
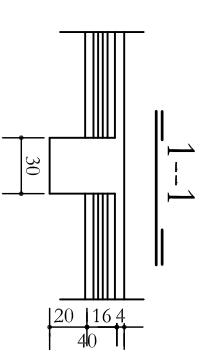
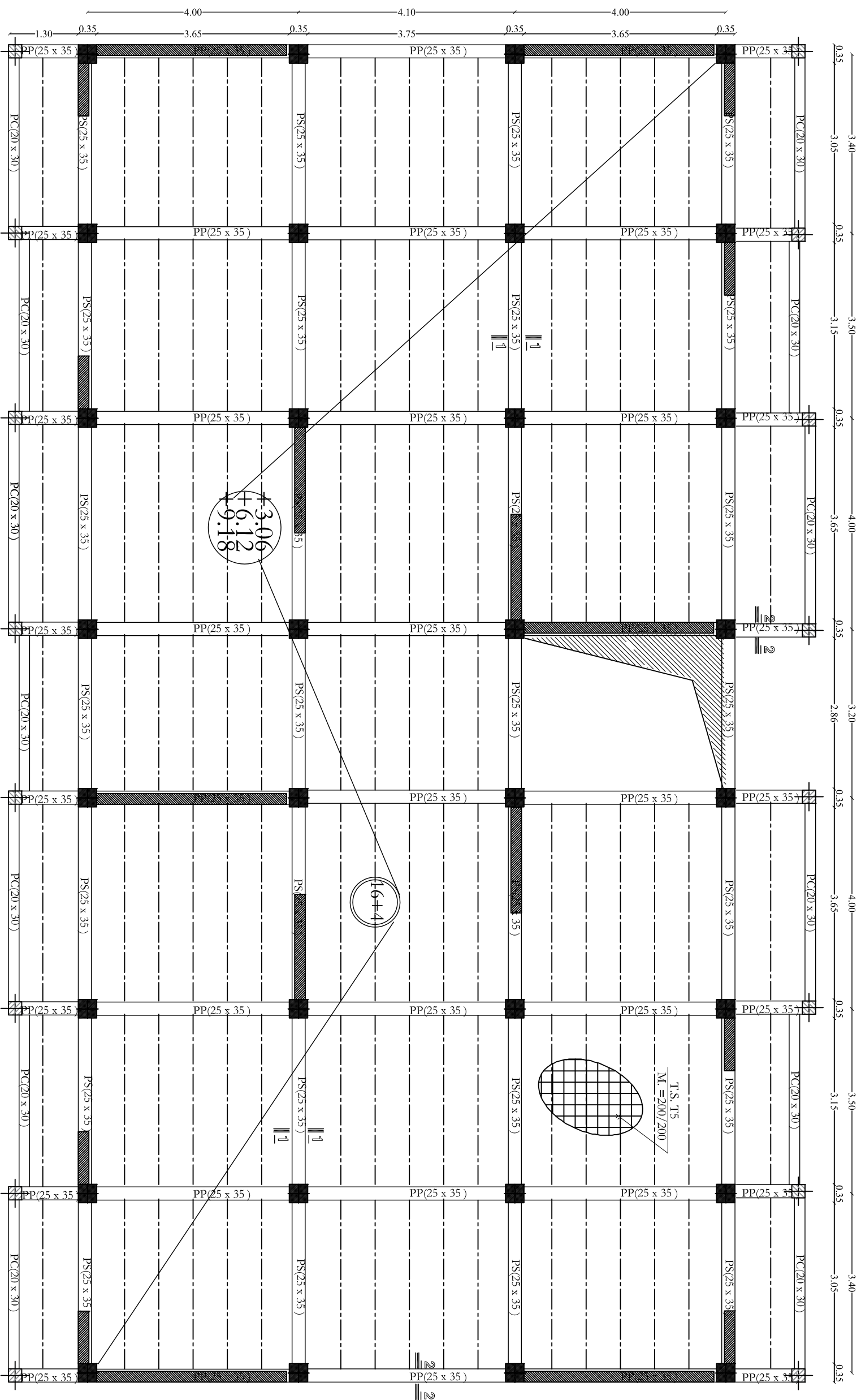
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
LE PROJET: Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial	DIRIGE PAR: Mme. ARAB
ETUDE PAR: AMMI Meliza ALLALA Baya	TITRE: COFFRAGE PLANCHER NIV +0.00
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE: 1/25

coffrage plancher niv : +12.24, +15.30 et +18.36



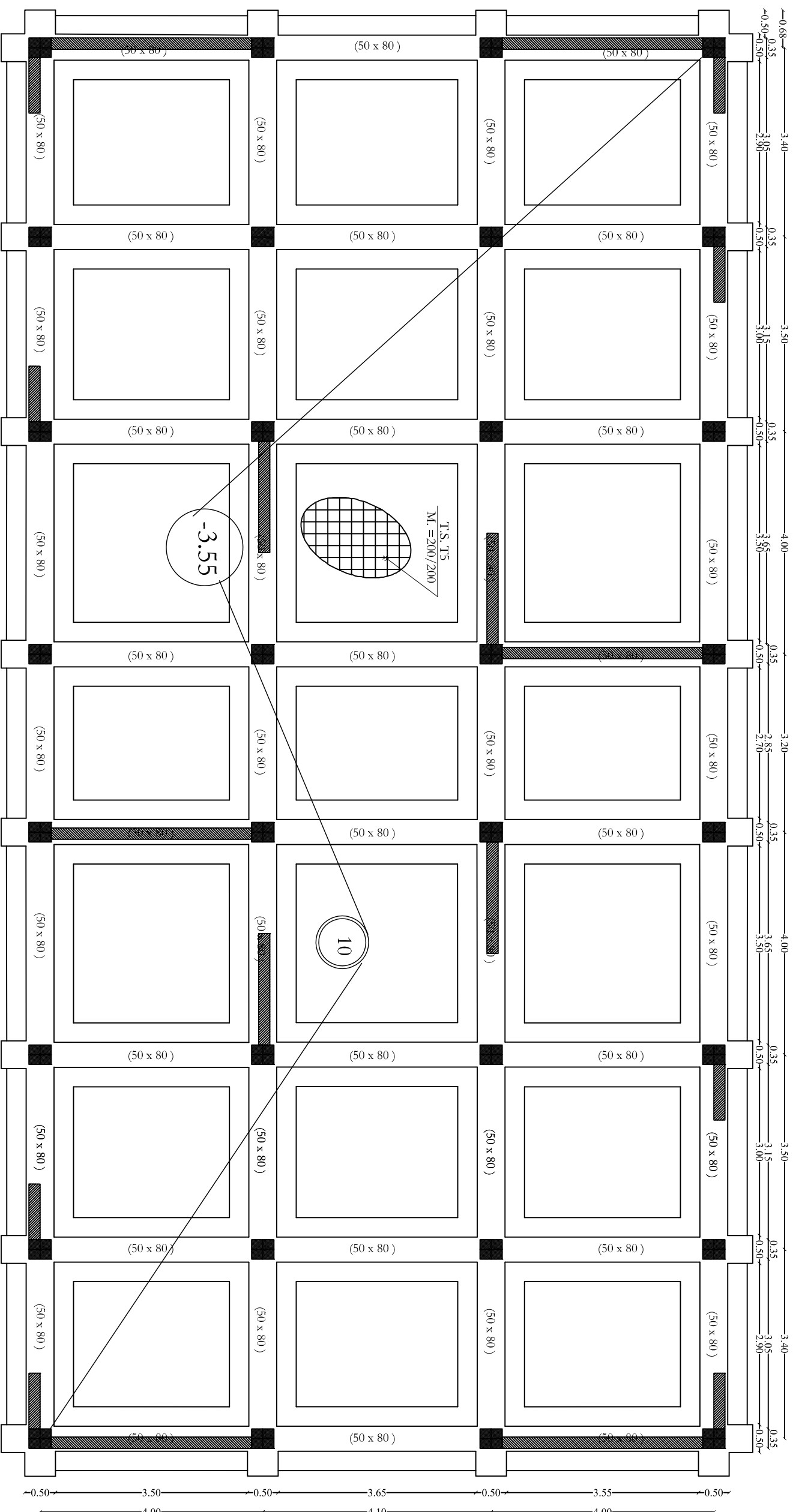
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
LE PROJET: Construction en R+S+Entresol à usage d'habitation et commercial	DIRIGE PAR: AMMI Meliza ALLALA Baya Mme. ARAB
TITRE: COFFRAGE PLANCHER NIV +12.24 +15.30 +18.36	
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE 1/25

coffrage plancher niv :+3.06,+6.12 et +9.18



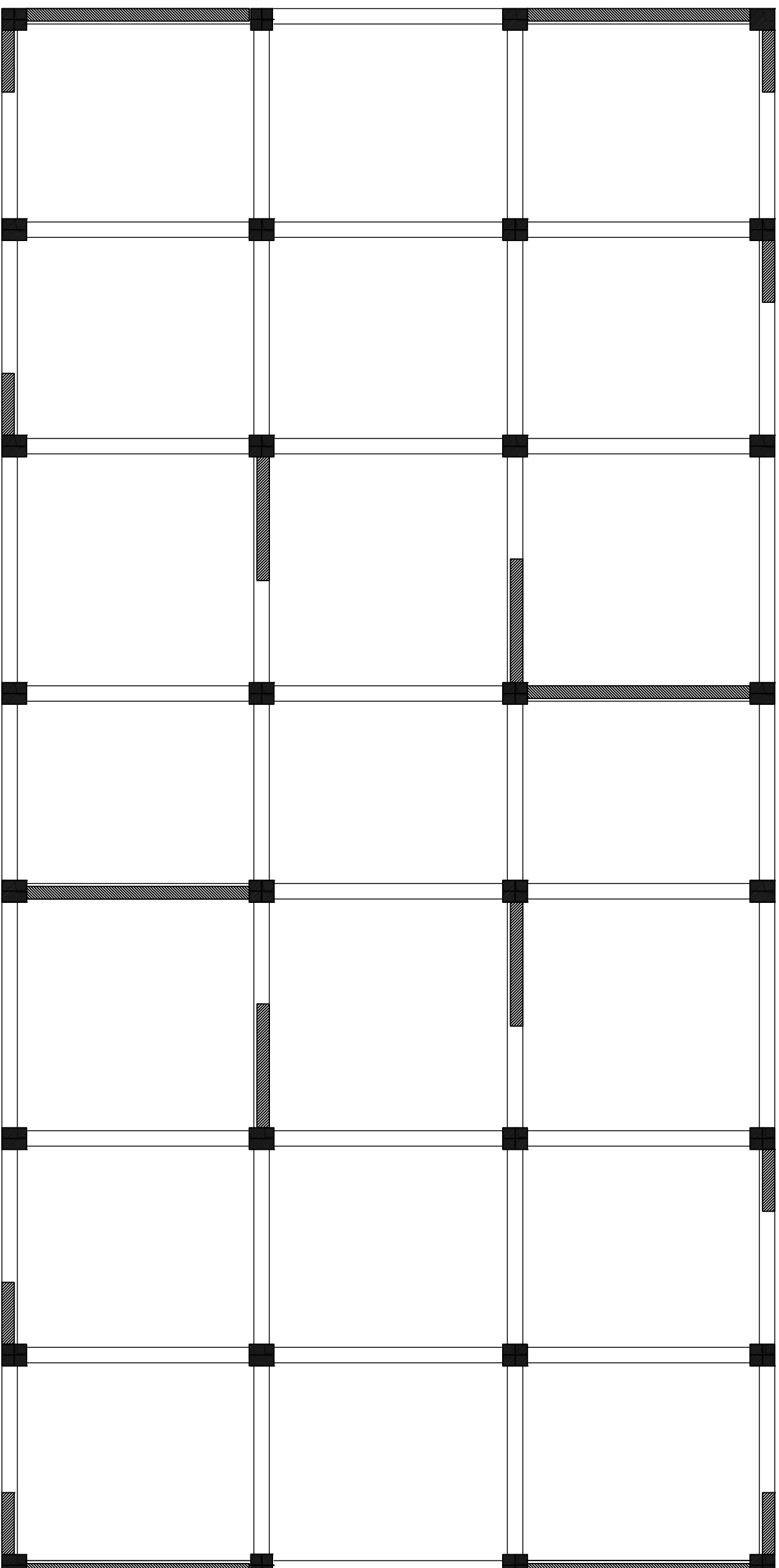
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
LE PROJET: Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial	
ETUDE PAR: AMMI Meliza ALLALA Baya	DIRIGE PAR: Mme. ARAB
TITRE: COFFRAGE OLANCHER NIV +3.06,+6.12 et +9.18	
PROMOTION: 2020/2021	ECHELLE: 1/25

coffrage fondation niv : -3.55

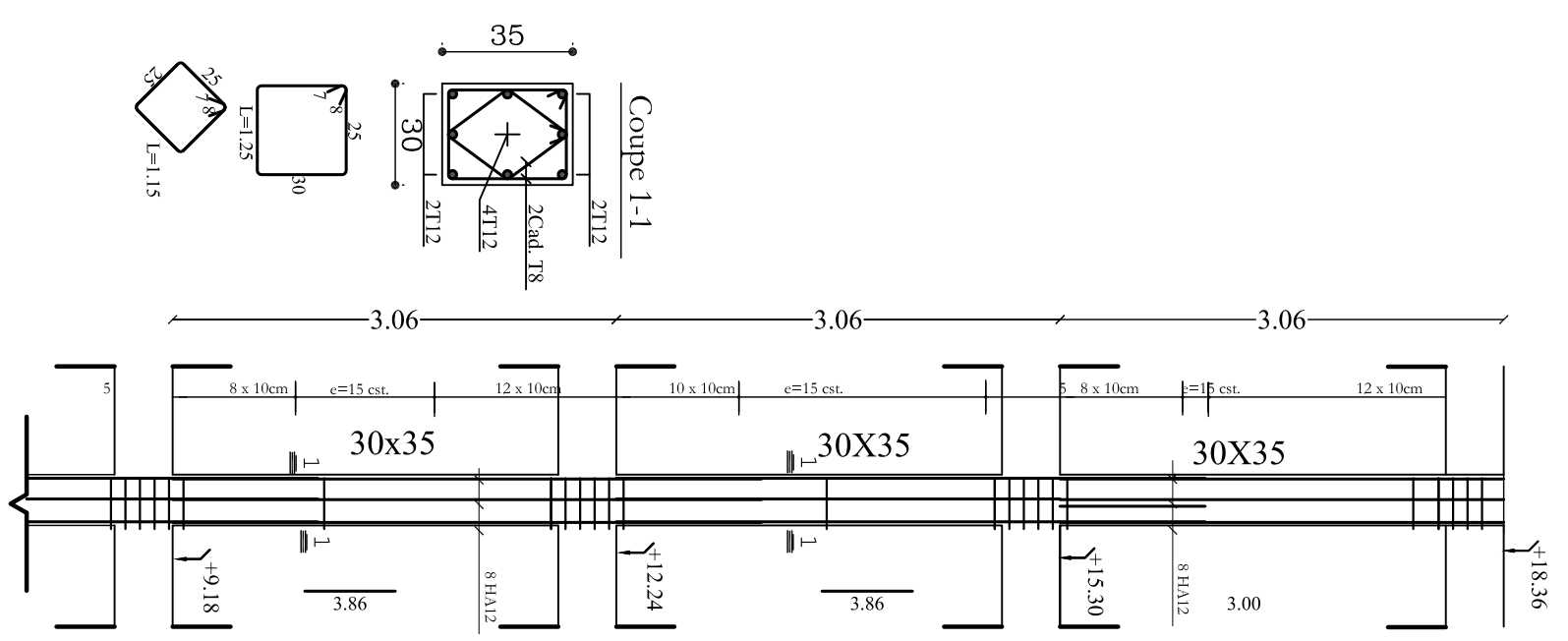
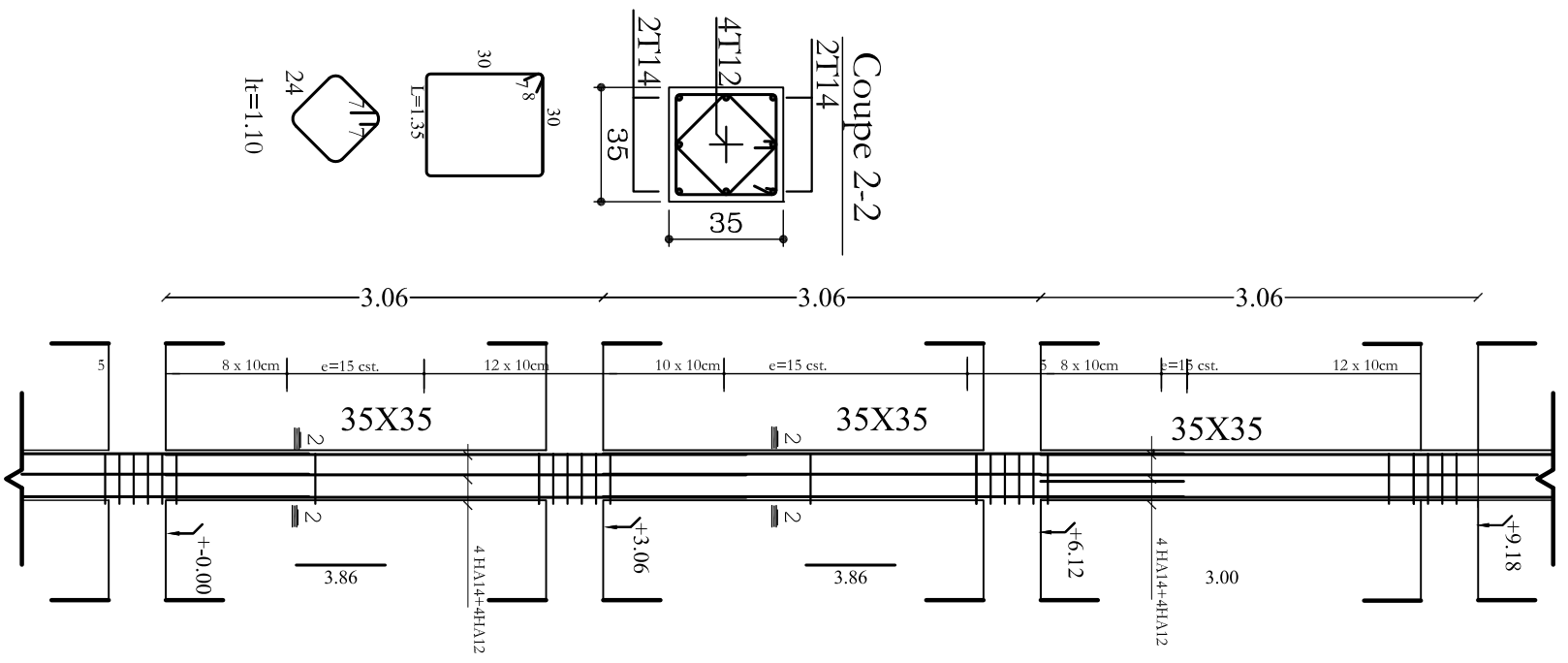
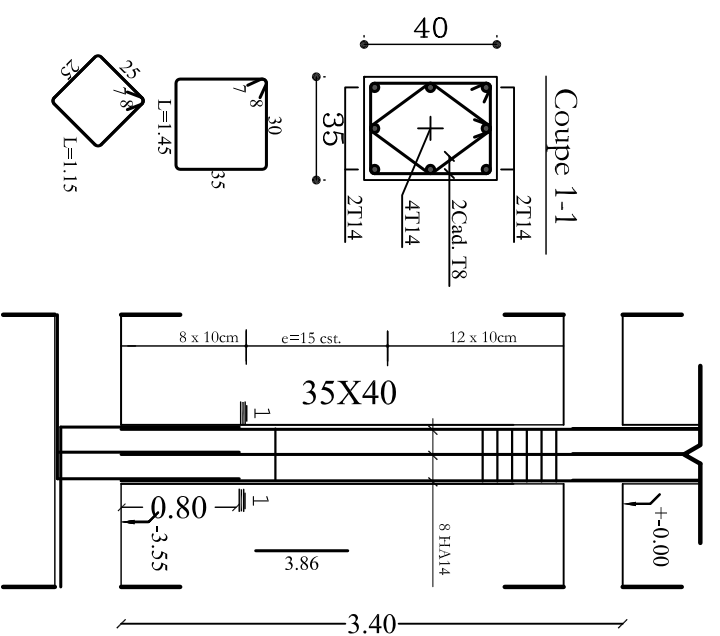


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
LE PROJET :	
Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial	
ETUDE PAR:	DIRIGE PAR:
AMMI Meliza	Mme. ARAB
ALLALA Baya	
TITRE :	
COFFRAGE DE FONDATION	
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE: 1/25

plan de la disposition des voiles

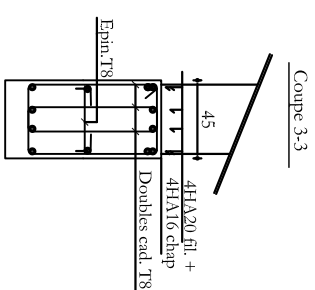
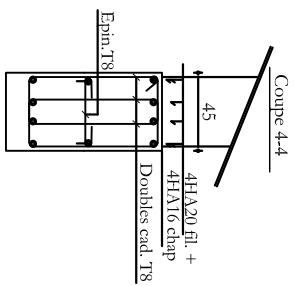
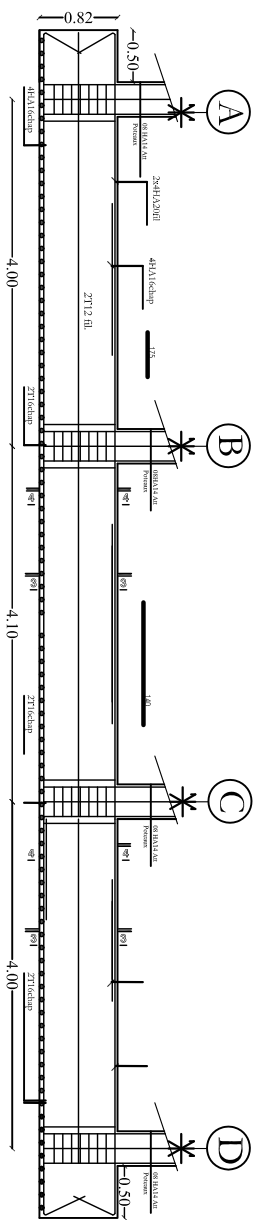


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERTI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
LE PROJET :	
Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial	
ETUDE PAR: AMMI Meliza ALLALA Baya	DIRIGE PAR: Mme. ARAB
TITRE :	
plan de la disposition des voiles	
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE: 1/25

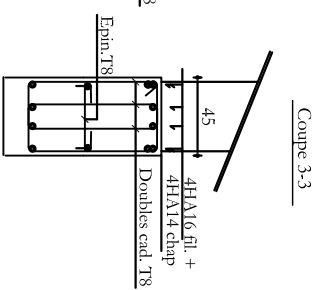
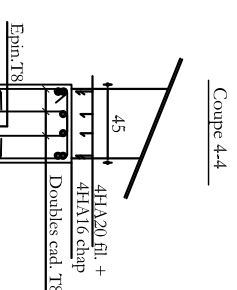
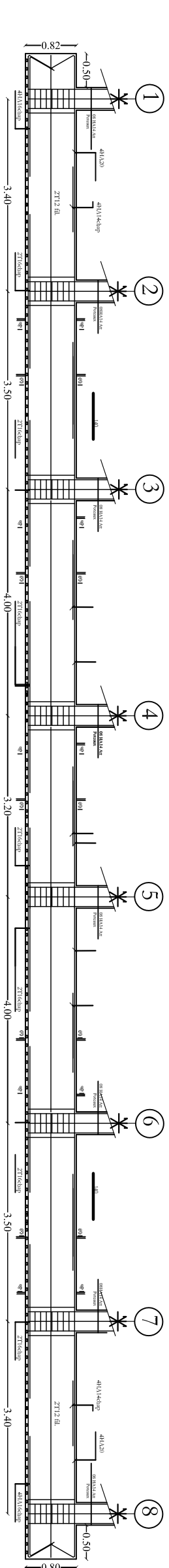


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
LE PROJET : Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial	
ETUDIE PAR: AMMI Meliza ALLALA Baya	DIRIGE PAR: Mme. ARAB
TTRE : COFFRAGE ET FERRAILLAGE POTEAUX	
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE: 1/25

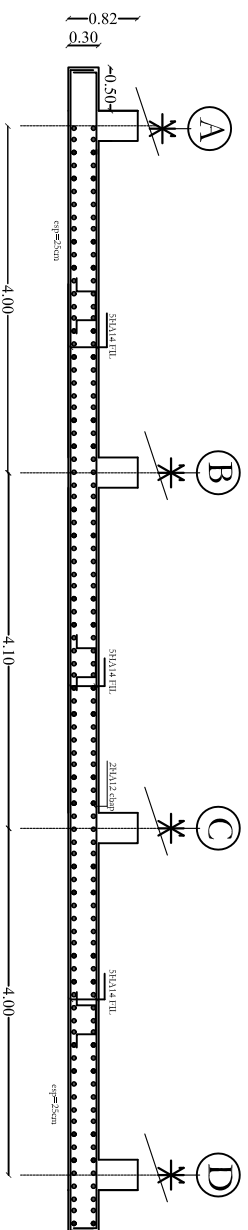
FERRAILLAGE NERVURE SENS Y-Y:



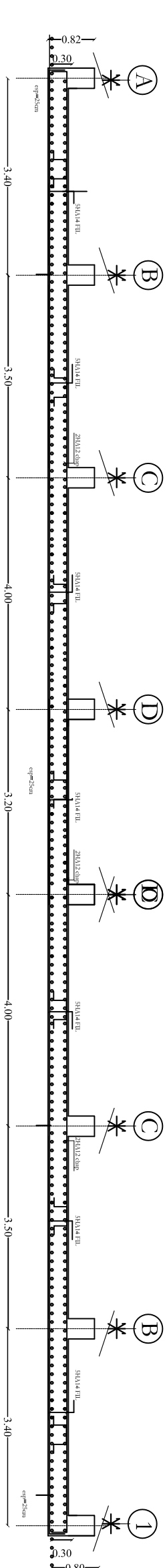
FERRAILLAGE NERVURE SENS X-X:



FERRAILLAGE RADIER SENS Y-Y:



FERRAILLAGE RADIER SENS X-X:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
LE PROJET:	
Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial	
ETUDE PAR:	DIRIGE PAR:
AMMI Meliza	Mme. ARAB
ALIALA Baya	
TITRE:	
FERRAILLAGE NERVURE	
FERRAILLAGE RADIER	
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE 1/25

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

LE PROJET :
 Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial

ETUDIE PAR:
 AMMI Meliza
 ALLALA Baya

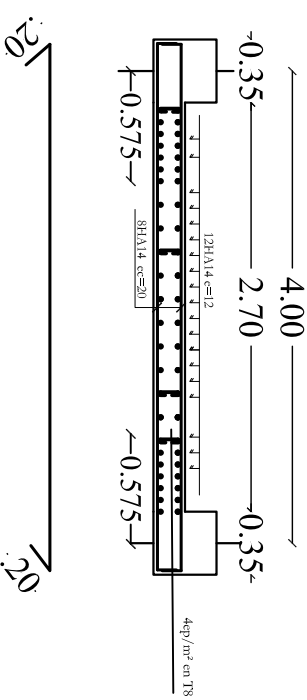
DIRIGE PAR:
 Mme. ARAB

TITRE :
 FERRAILLAGE VOILES

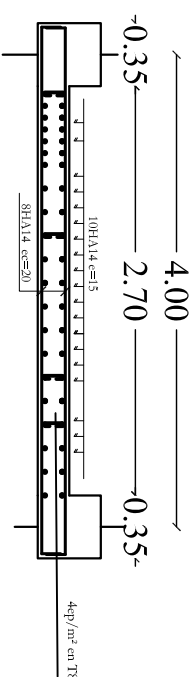
PROMOTION 2020/2021

ECHELLE: 1/25

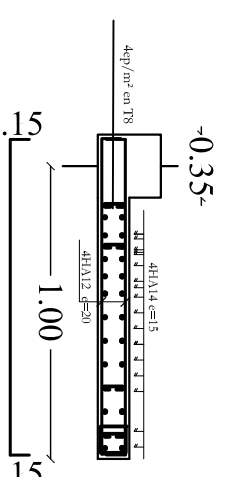
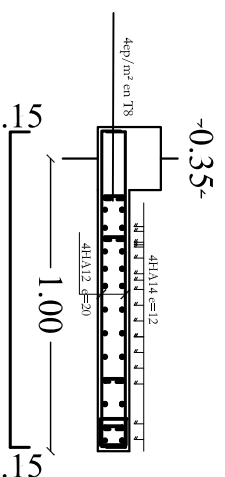
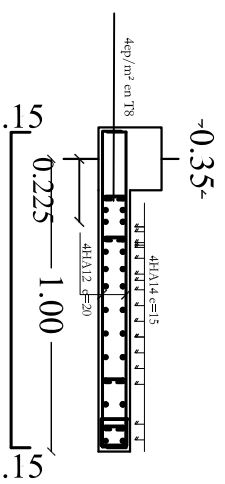
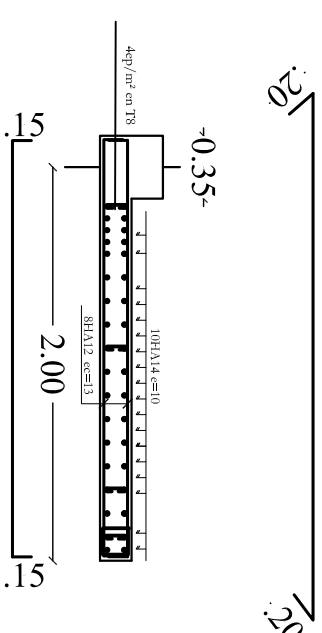
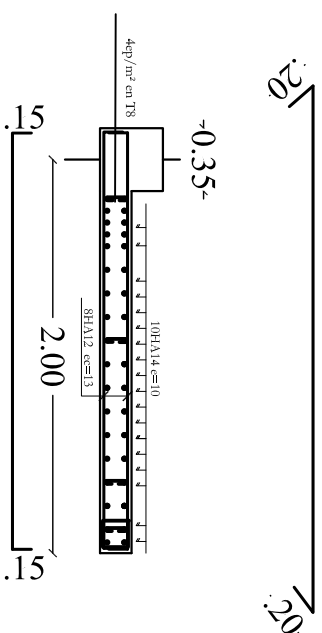
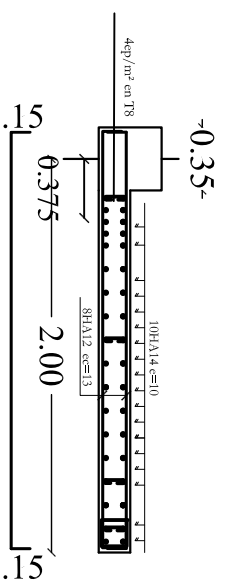
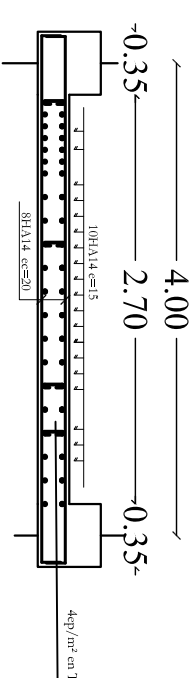
-FERRAILLAGE VOILES ZONE1



-FERRAILLAGE VOILES ZONE2

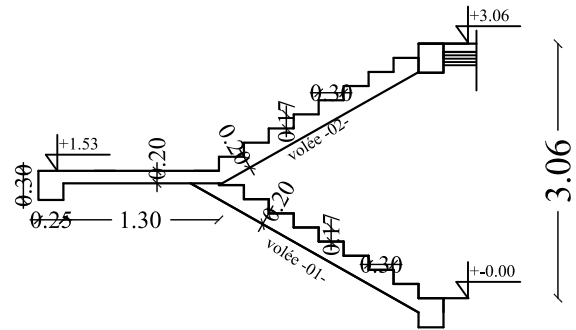
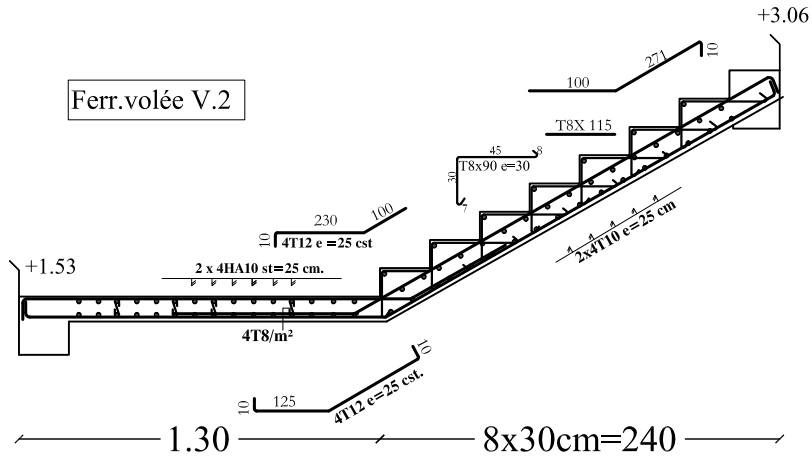


-FERRAILLAGE VOILES ZONE3

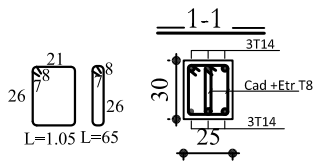
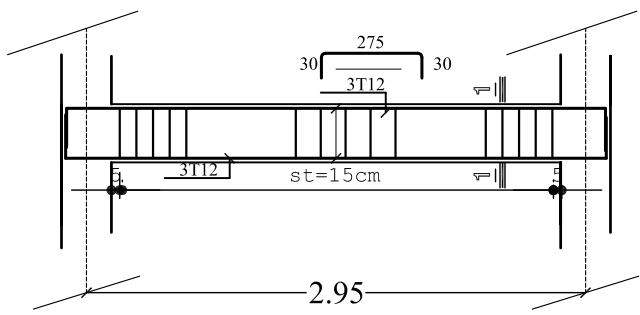
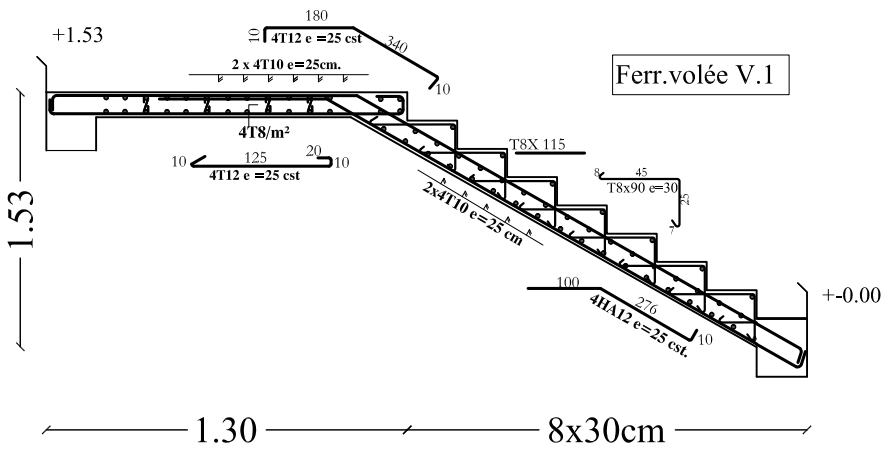


FERRAILLAGE ESCALIERS

Ferr.volée V.2



Ferr.volée V.1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

LE PROJET :

Construction en R+5+Entresol à usage d'habitation et commercial

ETUDIE PAR:
AMMI Meliza
ALLALA Baya

DIRIGE PAR:
Mme. ARAB

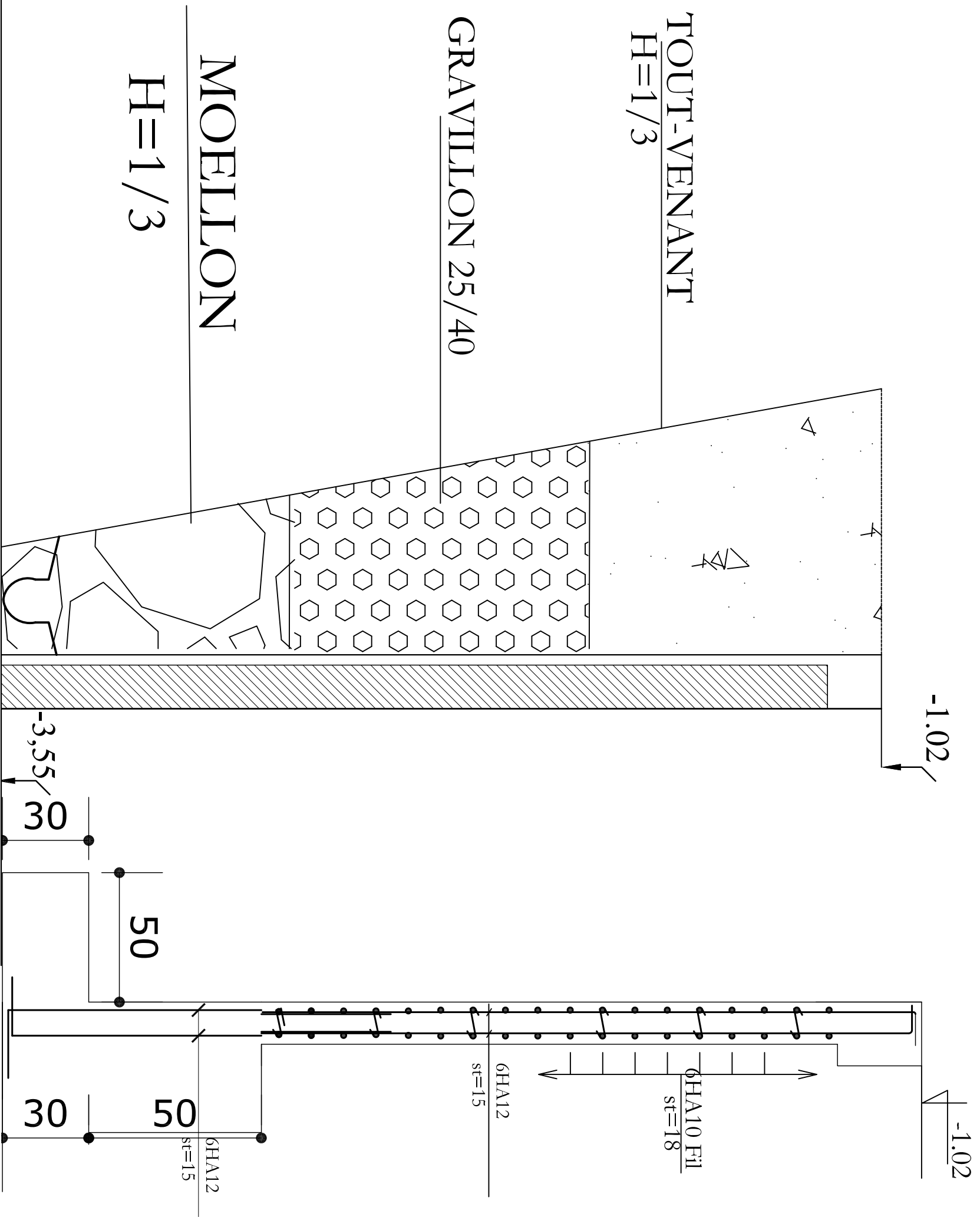
TITRE :

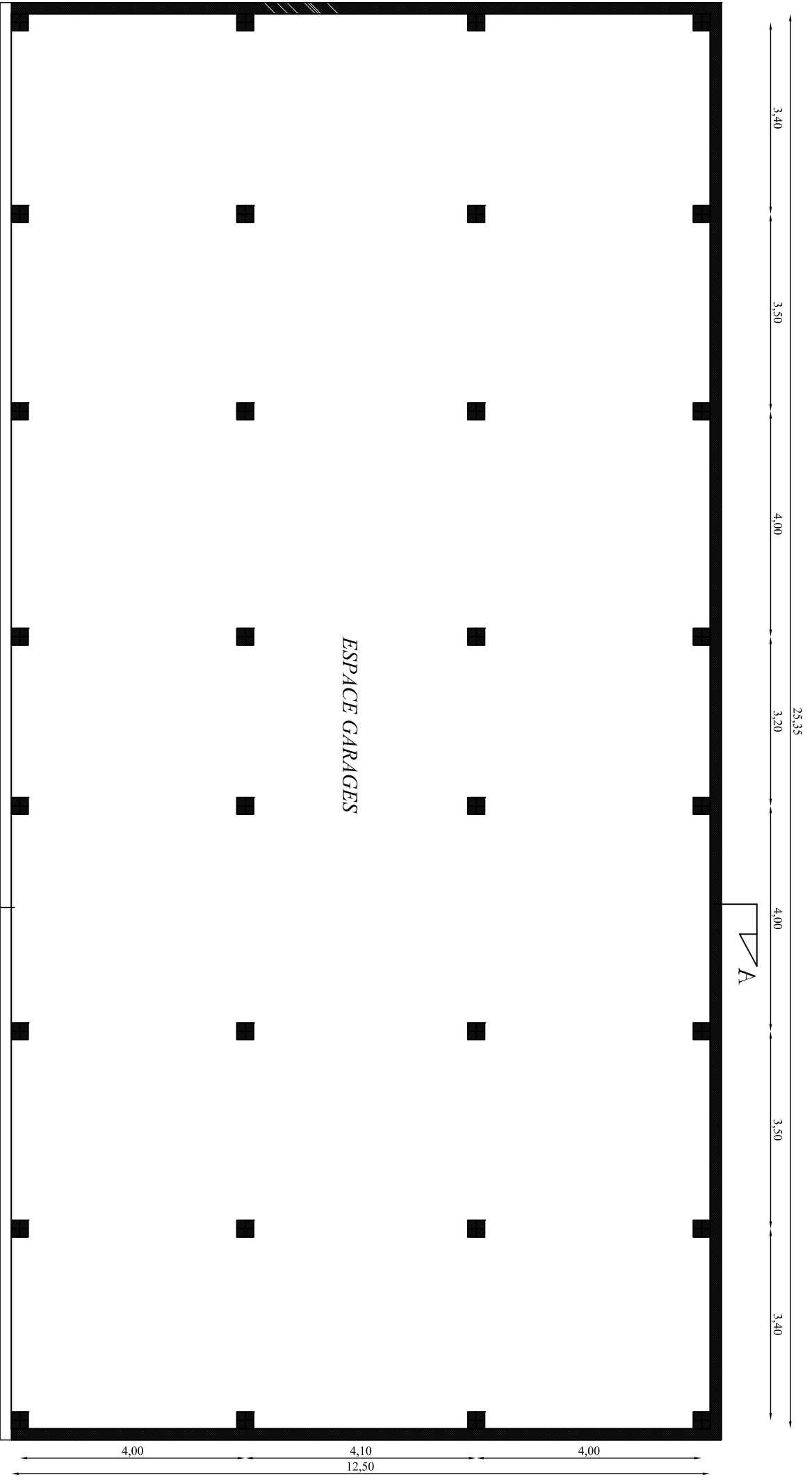
-FERRAILLAGE ESCALIERS
-FERRAILLAGE POUTRE PALIERE

PROMOTION 2020/2021

ECHELLE: 1/25

FERRAILLAGE MUR PLAQUE





3,40

3,50

4,00

3,20

25,35

4,00

3,50

3,40

4,00

4,10

4,00

12,50

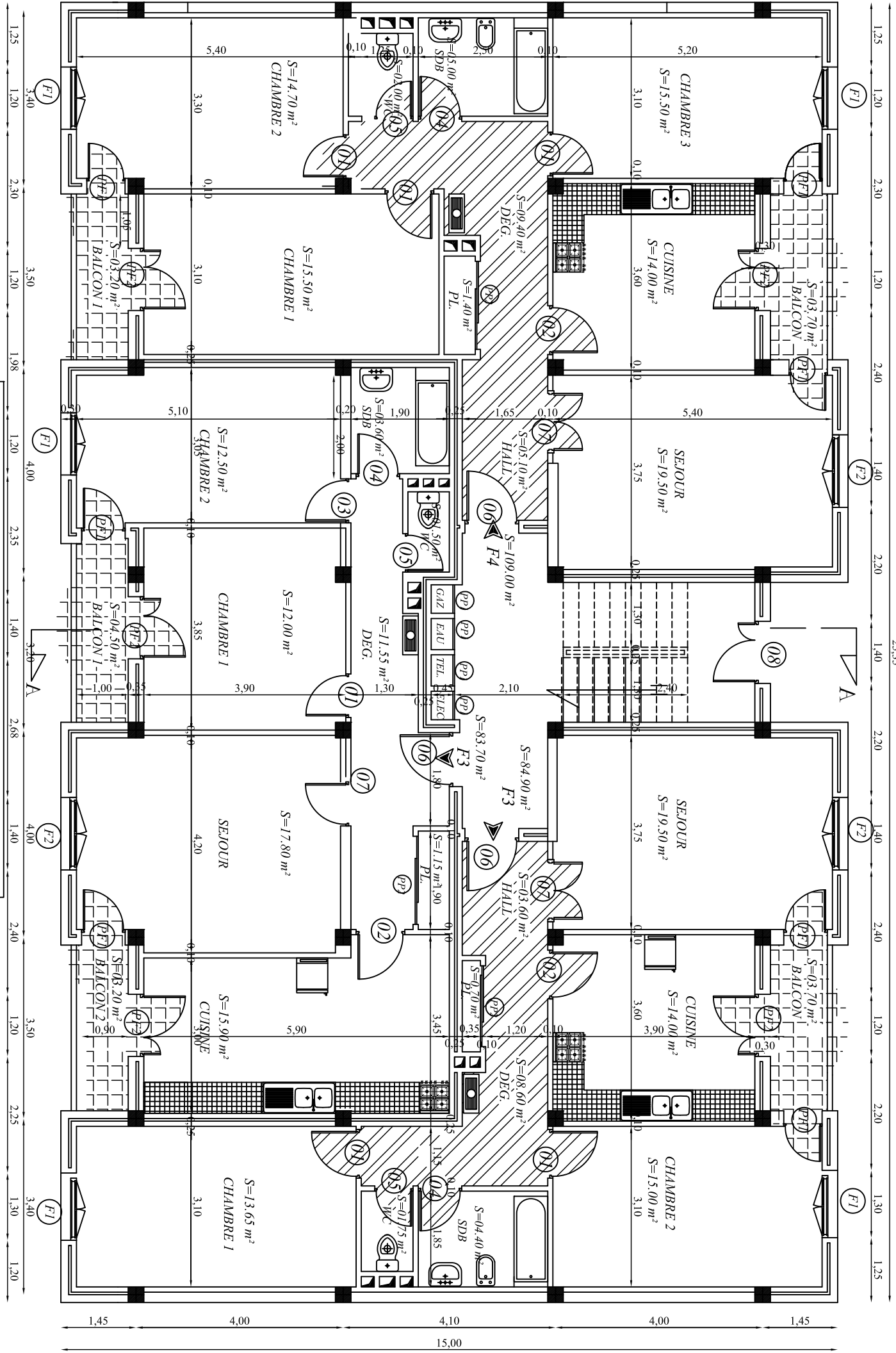
ESPACE GARAGES

PLAN DE L'ENTRESOL

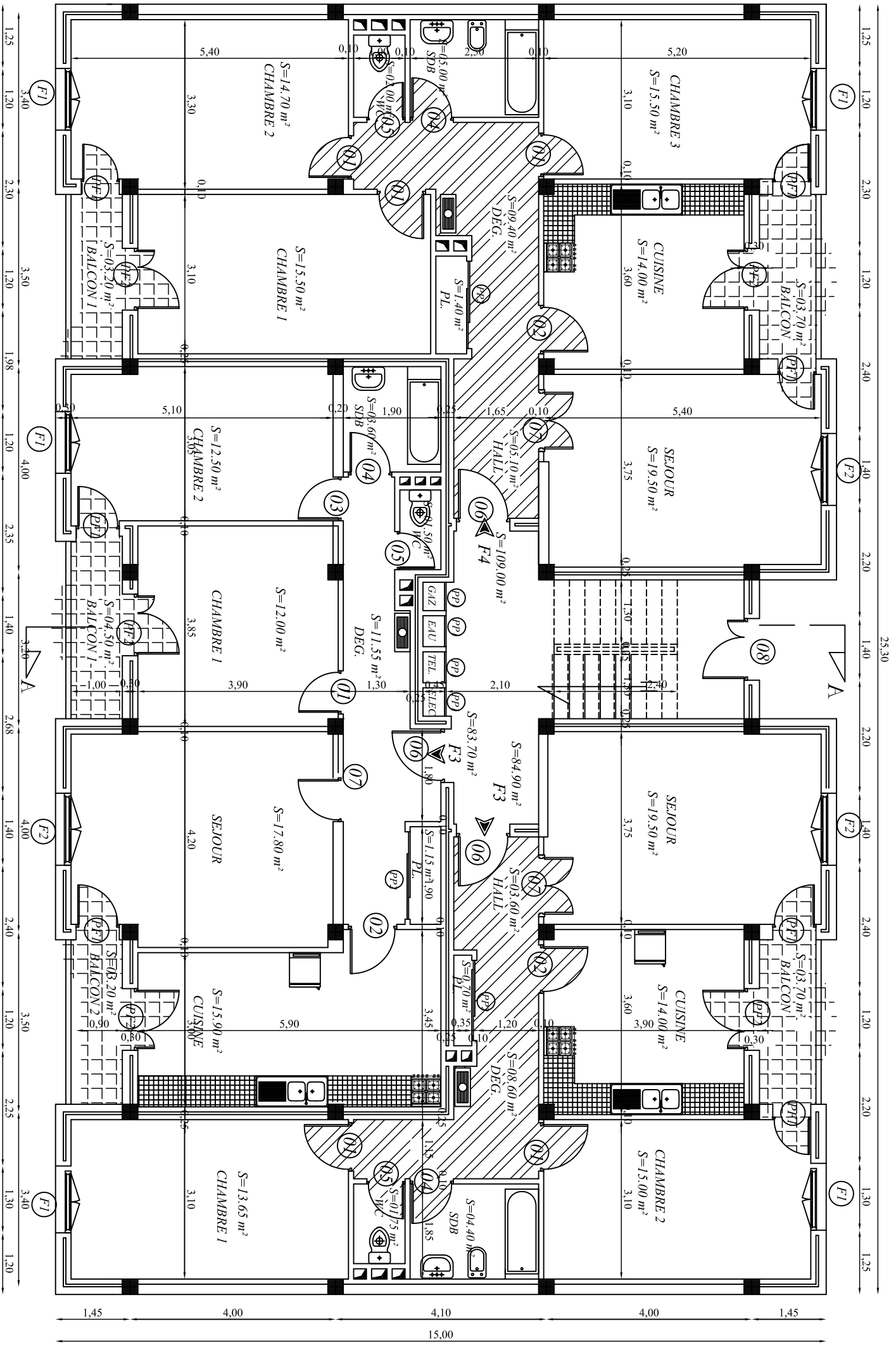
A

A

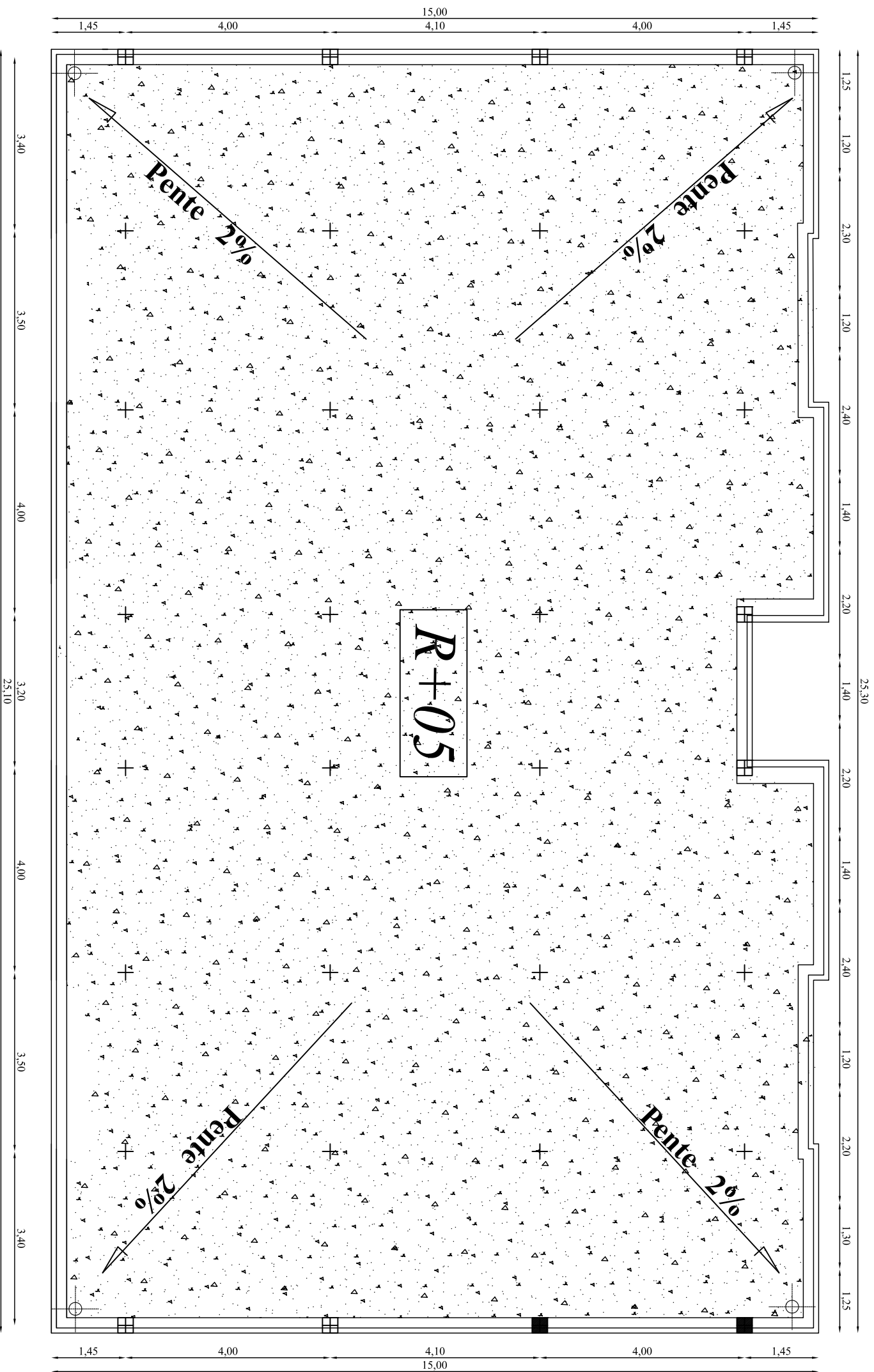
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

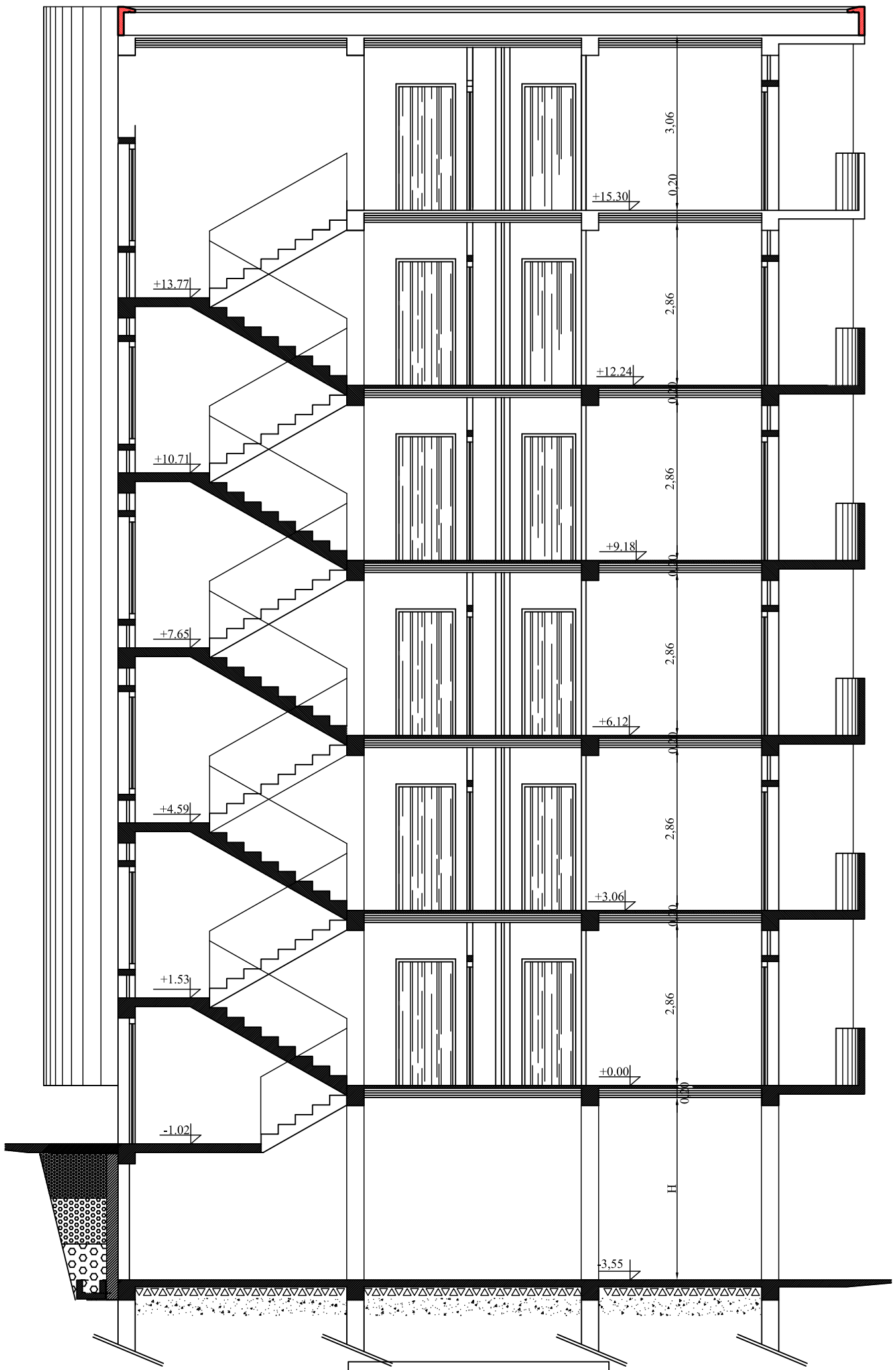


PLAN DE L'ETAGE COURANT 1-5



PLAN DE LA TERRASSE





COUPE -AA-

FACADE PRINCIPALE

