

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

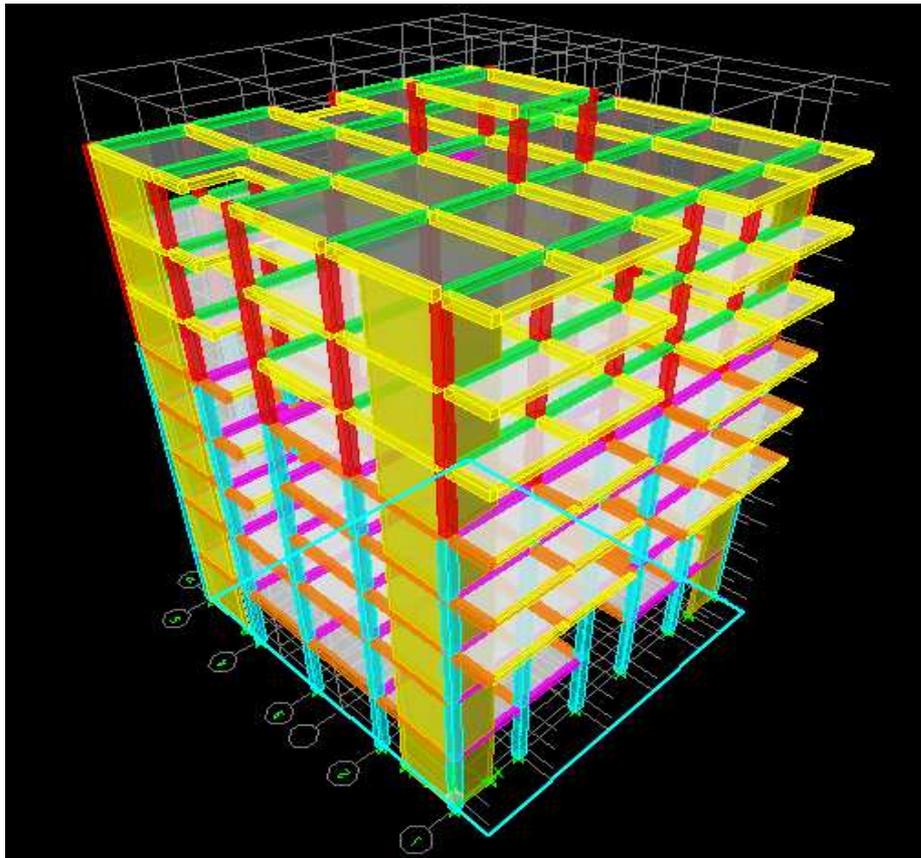


Mémoire de fin d'étude

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

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+6+s-sol) à usage d'habitation et commercial,
contreventé par voiles en béton armé modélisé par ETABS*



Etudié par :
M^{lle} ABRI HAYET

Dirigé par :
M^{me} SI-AHMED HAYAT

Année 2018/2019

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir accordé d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Je suis également très reconnaissante à ma promotrice Mme SI AHMED.HAYAT, de m'avoir suivi et orienter durant l'élaboration de ce mémoire. Mes remerciements à ma famille et tous les amis (es).

Mes remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous le personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail :

-A mes parents pour leurs soutien moral, leurs conseils et sacrifices.

-A mes chers frères (Karim, Yazid et Ferhat) pour leur soutien financier.

-A ma sœur Zehira, son mari Rabah et leur filles (Imane et Meriam).

-A ma sœur Hassina et son mari Amokrane pour leurs présences à mes côtés.

-A toute la promotion de génie civil (2018-2019).

« HAYET »

sommaire

<u>Chapitre I</u> : Présentation et description de l'ouvrage.	1-10
<u>Chapitre II</u> : Pré-dimensionnement des éléments.	10-24
-Planchers -Poutres -Poteaux - Voiles	
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments secondaires.	25-86
-Acrotère -Planchers corps creux -Escalier -Poutre palière -Poutre de chaînage -Salle machine	
<u>Chapitre IV</u> : Modélisation de la structure et présentation de logiciel.	87-102
<u>Chapitre V</u> : Vérification des exigences deRPA.	102-109
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des éléments principaux.	110-145
-Poteaux -Poutres - Voiles	
<u>Chapitre VII</u> : Etude de l'infrastructure.	146-164
<u>Chapitre VIII</u> : Etude de mur plaque.	165-170
Conclusion générale	
Bibliographie	
Les plans d'exécutions	

Introduction générale

Introduction

INTRODUCTION :

Dans le cadre d'une finalisation d'un mastère 2 nous avons opté pour l'étude d'un bâtiment en béton armé, constitué d'un (R+6 étages courant et 1 sous -sol) à usage d'habitation et commercial.

-L'immeuble se situe à la wilaya de Tizi-Ouzou dont les plans d'architectures ont été obtenus par un bureau d'étude d'architecte et d'urbanisme (BEAU), Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir les plans de coffrage des différents niveaux de la structure.

-Le second document étant le rapport de sol, étudié par le géotechnicien qui va nous permettre de classer la catégorie de site d'implantation selon le RPA99. Il nous permet aussi de choisir le type de fondation approprié à notre ouvrage en fonction de la contrainte du sol.

- Après avoir accédé à ces deux documents importants, on peut pré-dimensionner les éléments structuraux de notre structure.

-Le pré-dimensionnement des éléments structuraux s'appuie sur les règles techniques de conception et calcul de la structure en béton armé (CBA93), le règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003), le BAEL 91 mod en 99 ainsi que le document technique réglementaire (DTR).

-Vue la hauteur de l'immeuble en question qui dépasse les 17m conformément à l'article (Art 3.4A.1.a) du RPA, la structure composée de voiles de contreventement et portiques.

-L'étude de la structure comporte deux méthodes de calcul (statique et dynamique), dans notre cas le calcul dynamique se fera par le logiciel ETABS qui est basé sur la méthode des éléments finis. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons de charges les plus défavorables.

Pour conclure, nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification sur la stabilité de l'ouvrage. En effet l'ensemble de l'ouvrage (fondation-sol) doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :

- ✓ Stabilité d'ensemble (effet P- Δ).
- ✓ Etat limite des déplacements inter étage.
- ✓ La résistance à la torsion.
- ✓ la somme des masses modales effectives dépasse 90% de la masse totale de la structure.
- ✓ La résultante des forces sismiques (V) à la base obtenues par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Chapitre I

*Présentation et description de
l'ouvrage*

I-1.Introduction :

Ce projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+6+ss) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage sera implanté à la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée par le règlement parasismique Algérien (RPA 99) version 2003, comme une zone de moyenne sismicité (**ZoneIIa**). L'ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

I-2.Description de l'ouvrage :

Cet ouvrage est composé de :

- ✓ Unsous-sol (à usage commercial).
- ✓ Un rez de chaussée à usage commercial.
- ✓ Six étages courants à usage d'habitation.
- ✓ Une cage d'escalier.
- ✓ Une cage d'ascenseur.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

I-3.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

En plan :

- Longueur totale du bâtiment : $L = 18.50$ m
- Largeur totale du bâtiment : $B = 18$ m.

En élévation :

- Hauteur du sous-sol $H_r = 4.08$ m
- Hauteur du rez-de chaussée $H_r = 4.08$ m
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3,06$ m
- Hauteur de l'acrotère du bâtiment $H_a = 0,60$ m
- Hauteur totale du bâtiment $H_t = 26.52$ m

- **I-4.Les éléments de l'ouvrage :**

a) L'ossature :

L'immeuble est composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales et d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

b) planchers :

- **Planchers en corps creux :** Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, pour le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- **Dalles pleine en béton armé :**

Les dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine.

c) Les Escaliers : Ce bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit. Ce sont des d'escaliers à deux volées et un palier de repos.

d) Cage d'ascenseur : Ce bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulée sur place.

f) La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs:** Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs:** Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

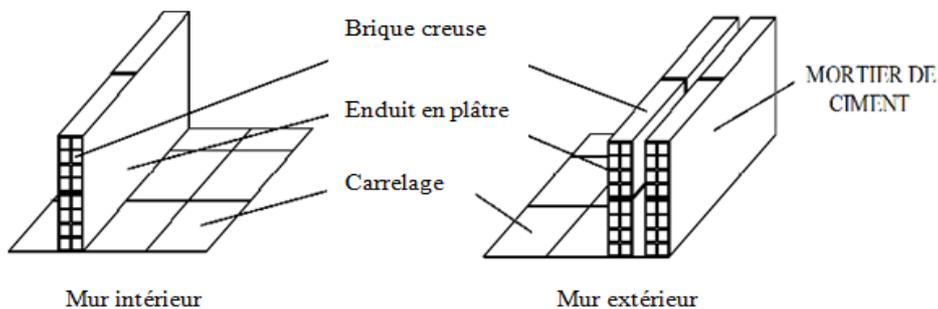


Fig. I.1 - maçonnerie

g) Revêtements :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

h) Le Coffrage :

On utilise un coffrage traditionnel (en bois) et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

i) Fondation :

Le choix de la fondation se fera selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol ; dans ce cas on a un sol meuble de site S3.

I-5. Les caractéristiques mécaniques des éléments :

Dans cet ouvrage on utilisera deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux exigences des règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003 et des règles de béton armé aux états limites (BAEL 91).

I-5.1. Le béton :**a) Résistance à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par : (Art A.2.1, 11/ BAEL91)

$$\triangleright f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]}$$

$$\triangleright f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPa]}$$

Pour l'étude de ce projet on adopte une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$

b) Résistance à la traction : (Art A.2.1.12 /BAEL91)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ [MPa]}$$

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

c) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

c.1) Module d'élasticité longitudinale :

- ❖ **Le module instantané E_{ij} : (Art A-2.1, 21BAEL91).**
Est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.
- ❖ **Le module différé E_{vj} : (Art A-2.1, 22BAEL91).**
Est utilisé pour les calculs sous chargement de longue durée (cas courant), et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{ij} = \begin{cases} 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & [\text{MPa}] \\ \mathbf{D'o\grave{u}} : \text{pour } f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \\ E_{ij} = 32164.20 [\text{MPa}] \end{cases}$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & [\text{MPa}] \\ \mathbf{D'o\grave{u}} : \text{pour } f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \\ E_{vj} = 10818.865 & [\text{MPa}] \end{cases}$$

c.2) Module de déformation transversal :(Art A.2.1, 3/BAEL 91)

Il caractérise la déformation de matériau sous l'effet de l'effort tranchant, est donné par :

Avec :

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

ν : Coefficient de Poisson

E : module de Young (module d'élasticité longitudinal)

d) Coefficient de poisson :(Art A.2.1, 3 / BAEL 91).

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par : $\mathbf{\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}}$

$\mathbf{\nu = 0}$ pour les sollicitations à **ELU**

$\mathbf{\nu = 0,2}$ pour les déformations à **ELS**

e) Contraintes limites :

On distingue deux états limites de calcul

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

e-1) Etat limite ultime (ELU):

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), de stabilité de forme (flambement) est surtout de résistance mécanique (rupture) qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{[\text{MPa}]} (\text{Art. A.4.3.41, BAEL 91}) \quad \mathbf{\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}}$$

γ_b : Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.5$ pour la situation courante

$\gamma_b = 1.15$ pour la situation accidentelle

θ : coefficient de la charge d'application .

$\theta=1$: lorsque $t > 24$ heurs

$\theta=0.9$: lorsque $1h < t < 24$ heurs

$\theta=0.85$: lorsque $t < 1$ heur

t : la durée probable d'application de la combinaison considérée.

Pour la situation courante :

$$\{\gamma_b = 1.5, \theta = 1\}$$

On aura :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 [\text{MPa}]$$

On adoptera le diagramme de Contrainte – Déformation ci-dessous :

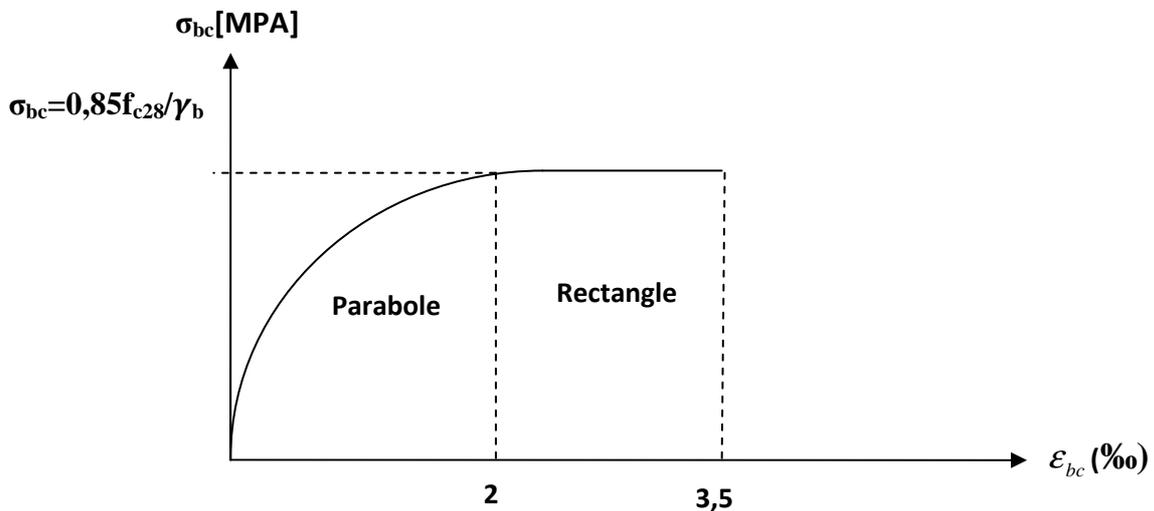


Fig. I.2- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

e.1.1) Les conditions de calcul à L'ELU :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions.
- La résistance de béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion, 2‰ en compression.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10‰.

e.2) Etat limite de service (ELS) :

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

On distingue :

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ [MPa]} \text{ (Art A .4.5 .2, BAEL91)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,60 (25) = 15 \text{ [MPa]}$$

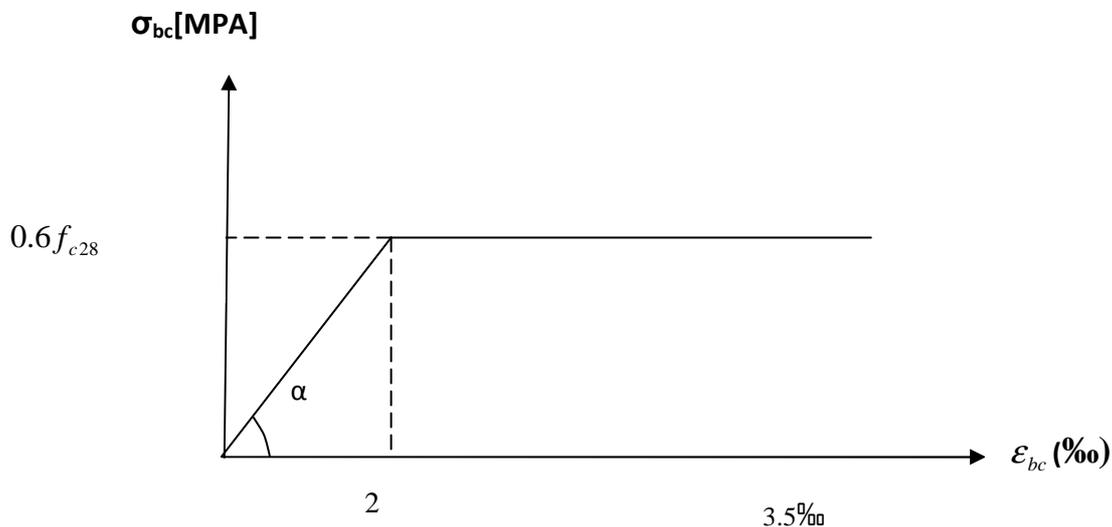


Fig. I.3- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELS)

e.2.1) Les conditions de calcul à L'ELS:

- Les sections droites et planes avant déformation restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques, il est fait abstraction du retrait et de fluage de béton.
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui de béton ($E_s = 15E_b, n=15$) avec n : coefficient d'équivalent

e.3) Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée selon l'article (Art A.5 .1 ,21 BAEL) par la formule :

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

Avec :

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile de la poutre.

$\tau_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min\{0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$ pour une fissuration peu préjudiciable ou très préjudiciable.

I-5.2. Les Aciers :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leur nuance et leur états de surface. En générale les aciers utilisés sont de 2 types :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1.5

Tableau I.1- caractéristiques des aciers

a) Module d'élasticité longitudinal:

Le module d'élasticité longitudinale noté (E_s) de l'acier, sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.2.2, 1/ BAEL91})$$

b) Coefficient de Poisson des aciers:

Le coefficient de Poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

c) Contraintes limites**c.1) Etat limite ultime (ELU):**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par la formule suivante :

(Art A.4.3.2BAEL91)
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limité d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne le lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : coefficient de sécurité telle que :

- $\gamma_s = 1.15$ pour le cas courant.
- $\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

$\sigma_s = 348$ [MPa] pour les aciers à haute adhérence FeE400.

c.2) Etat limite de service (ELS):

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

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art A.4.5.32)**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art A4 .5.33)**

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

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

Avec :

η : coefficient de fissuration égal à :

$$\begin{array}{ll} \eta = 1.6 & \text{pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1.3 & \text{pour les HA si } \Phi < 6\text{mm} \end{array}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\bar{\sigma}_s = 201,63 [\text{MPa}]$ pour les HA

• **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art A 4.5.34)**

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration :

$\eta = 1.6$ pour les hautes adhérence

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\bar{\sigma}_s = 165 [\text{MPa}]$ pour les HA

d) Diagramme de contraintes - déformations de l'acier :
(Art A.2.2.2/BAEL91)

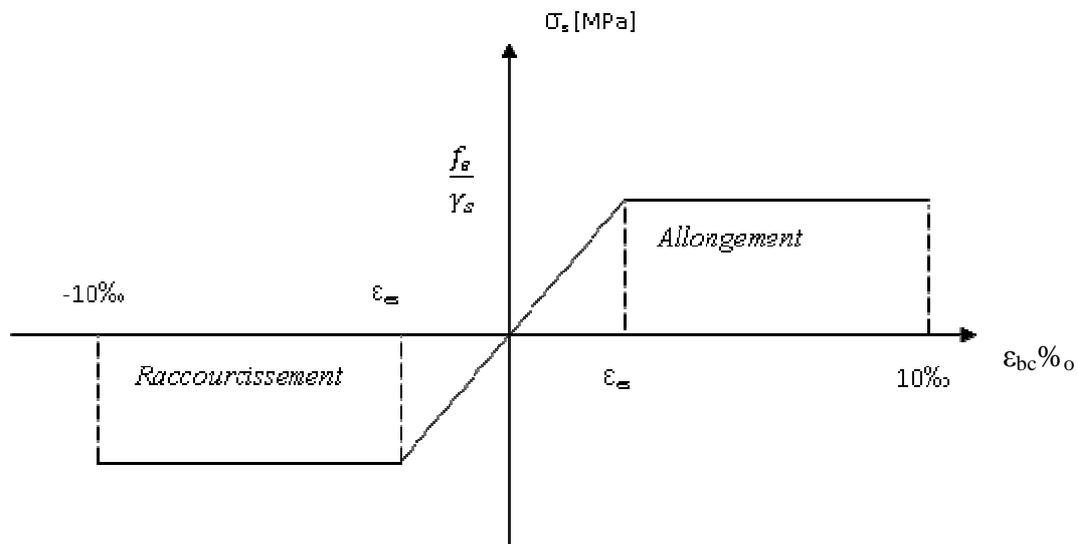


Fig. I.4-Diagramme de contraintes - déformations de l'acier

e) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. Le BAEL préconise les valeurs suivantes (**Art A.7.1 /BAEL91**) :

$C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

$C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

$C \geq 1 \text{ cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **$C = 3 \text{ cm}$** .

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **$C = 2 \text{ cm}$**

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II-1. Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet ; à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Ils seront effectués selon les règles du CBA93, BAEL 99 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton et d'assurer la bonne résistance de la construction.

II-2. Pré- dimensionnement des planchers :**II-2.1. Planchers en corps creux :**

Il s'agit d'un plancher constitué de corps creux posé sur des poutrelles préfabriquées complétés par une dalle de compression, ferrillés par un treillis soudé.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, la hauteur du plancher est donnée par la formule suivante:

(ArtB.6.8.424/BAEL91)

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher (épaisseur de la dalle).

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{max} = 370 - 25 = 345$ cm

Nous aurons donc : $h_t = \frac{345}{22.5} = 15.33$ cm

Ainsi, on adoptera un plancher de **20cm** d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de **4cm**.

Remarque : Les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée.

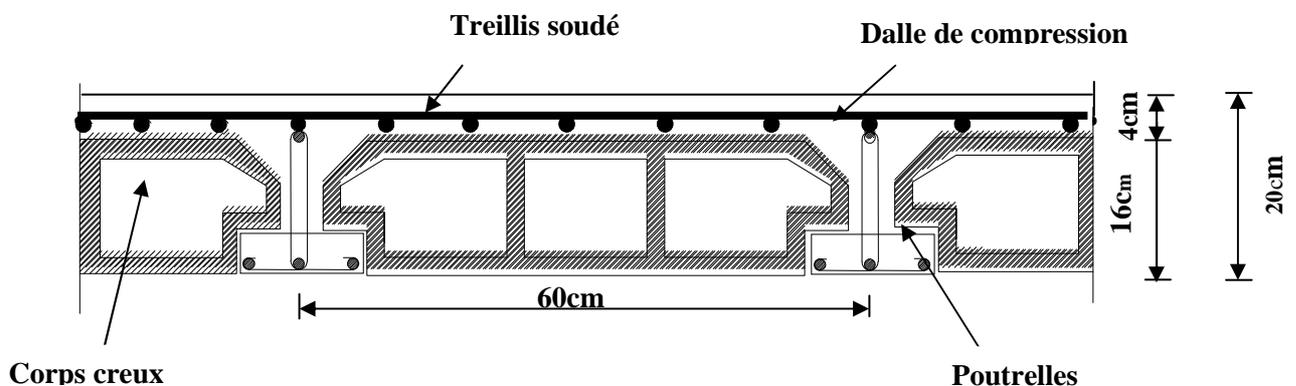


Fig. II-1 : coupe transversale d'un plancher en corps creux

II-3. pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place. Leurs pré-dimensionnement se fait par les règles du BAEL 99. les étapes sont résumées dans ce qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{EL91)}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

L_{\max} : portée maximum entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

II-3.1. Poutres principales (pp) :

Ce sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

❖ **Calcul de la hauteur h :**

On a $L_{\max} = 450 - 25 = 425$ cm

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

$$28.33 \leq h \leq 42.5$$

On prend : $h = 40$ cm

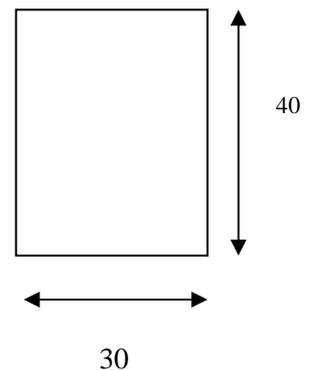
❖ **Calcul de la hauteur b :**

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40)$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 30$ cm

$$\text{PP} = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$



II-3.2. Poutres secondaires(PS) :

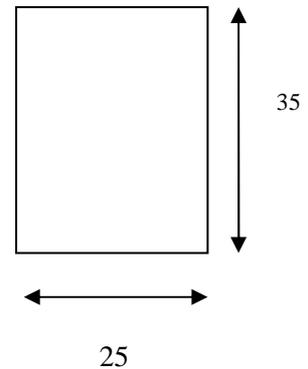
Sont Disposées parallèlement aux poutrelles.

❖ **Calcul de la hauteur h :**

On a $L_{max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$$

$$23 \leq h \leq 34.5$$



On prend : $h = 35 \text{ cm}$

❖ **Calcul de la hauteur b :**

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$

$$PS = (25 \times 35) \text{ cm}^2$$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	vérifier
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	25 cm	Vérifier
$h/b \leq 4$	1,33	1,4	Vérifier

Tableau II-1 : Vérification aux exigences de RPA

II-4. Les voiles :

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

Le pré- dimensionnement des voiles se fera conformément à (**l'Art 7.7.1**) du RPA99 version 2003. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition

$$L_{min} \geq 4a$$

L'épaisseur du voile (a) sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités comme l'indique la figure ci-dessous :

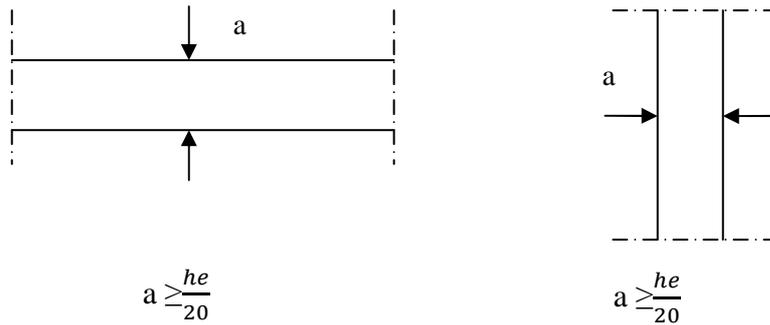


Fig. II-2 : coupes de voiles en plan

Avec :

a : épaisseur d'un voile.

L : portée min du voile.

h_e : hauteur d'étage.

Pour le sous-sol et le RDC: $h_e = 408 - 20 = 388$ cm donc :

$$a \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right) \text{ NON} = \max (15; 19.40) = 19.40 \quad \longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}$$

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm donc :

$$a \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right) = \max (15; 14.3) = 15 \quad \longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas :

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \text{ Condition } \longrightarrow \text{ vérifiée}$$

Remarque : nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de pallier aux problèmes de coffrage.

II-5. Pré -dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple pour le poteau le plus sollicité (P7) en considérant un effort de compression simple **N_s** en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$B_c \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$$

(Art 7.4.3.1RPA99 version 2003)

Avec :

$$N_s = G + Q.$$

N_s : effort normal de compression.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

B_c : section transversale du poteau.

Le RPA nous impose pour la zone (IIa) que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$en zone IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

Remarque : La section minimale exigée par le RPA99 révisé en 2003 pour un poteau en zone (IIa) est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II-5.1. Surface d'influence:

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = S_2 = 2.1 \times 1.725 = 3.622\text{m}^2$$

$$S_3 = S_4 = 2.125 \times 1.725 = 3.665\text{m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = (2 \times 3.622) + (2 \times 3.665) = 18.24\text{m}^2$$

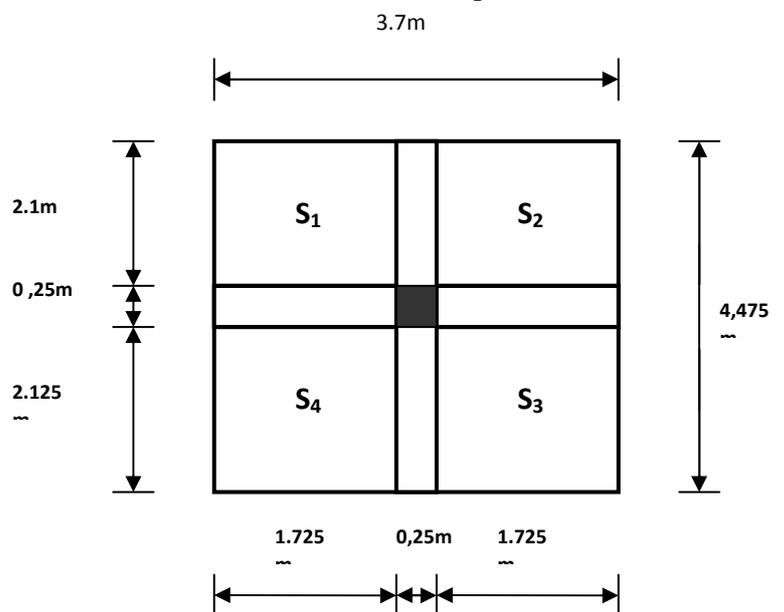


Fig. II-3: Surface d'influence du poteau le plus sollicité (P7)

II-6. Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q , nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTRB.C.2.2)

II-6.1. Charges permanentes G :

II-6.1. 1. Plancher terrasse :

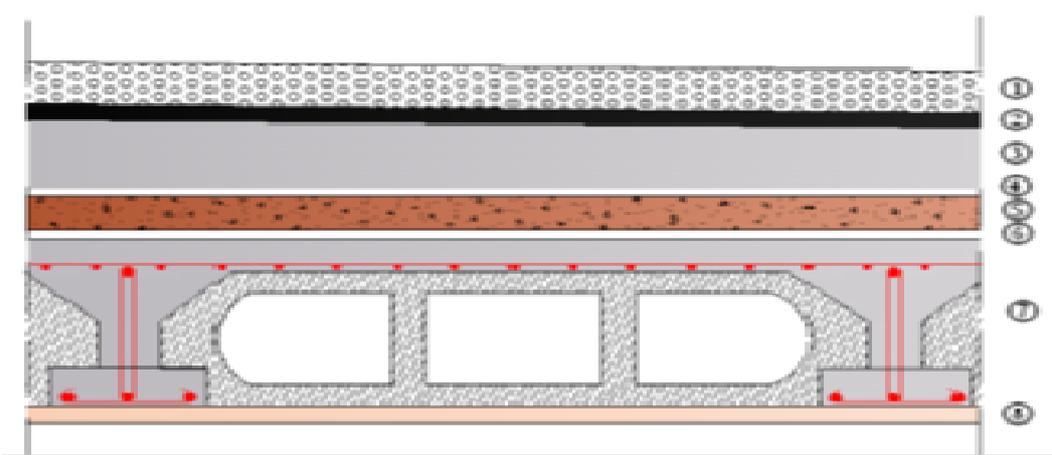


Fig. II-3: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

N ⁰	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN / m ³)	G (kN / m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	6	22	1.32
4	Feuille de polyane	1	1	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
6	Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
7	Enduit de plâtre	2	10	0.2
				G_{pt}=5.61kN/m²

Tableau II-2 : charges revenant au plancher terrasse inaccessible

II-6.1.2. Plancher d'étage courant :

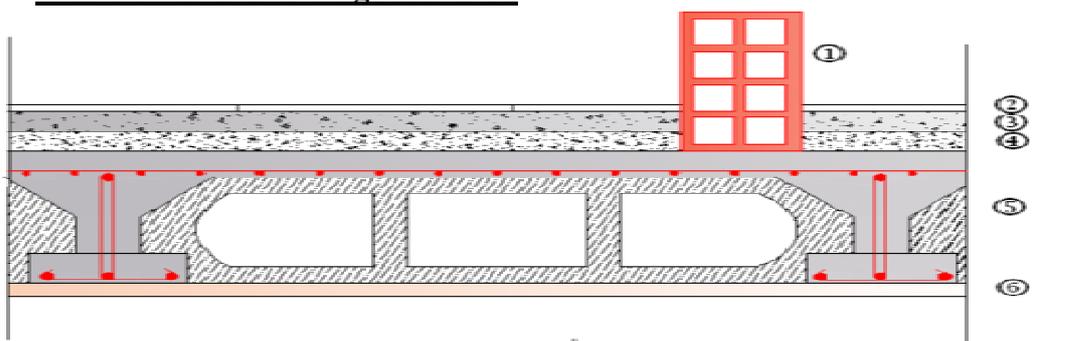


Fig. II-4: Coupe transversale d'un plancher étage courant

N ⁰	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Maçonneries en briques creuse avec enduit	10+4	9+10	1.3
2	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	20	14	2.80
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
				G_{pc}=5.46KN/m²

Tableau II-3: charges revenant au plancher corps creux étage courant

II-6.1.3. Dalle pleine :

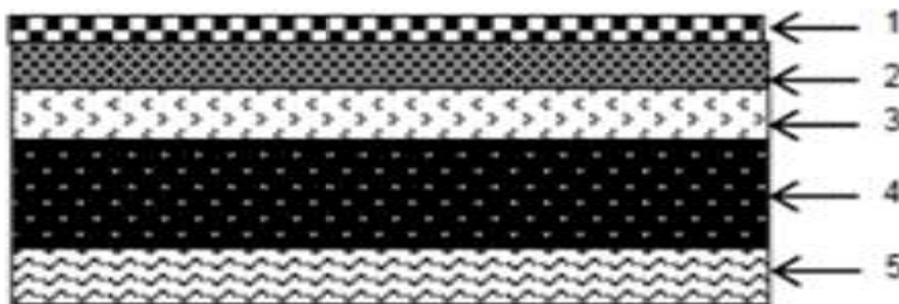


Fig. II-5 : coupe transversale de la dalle pleine

N ⁰	composition	Epaisseur cm	ρ (kN/m ³)	(G kN /m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	22	0.66
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	dalle en béton arme	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
				G_{dp}=5.71KN/m²

Tableau II-4 : charges revenant à la dalle pleine

II-6.1.4. Maçonnerie :

❖ **Murs extérieurs :**

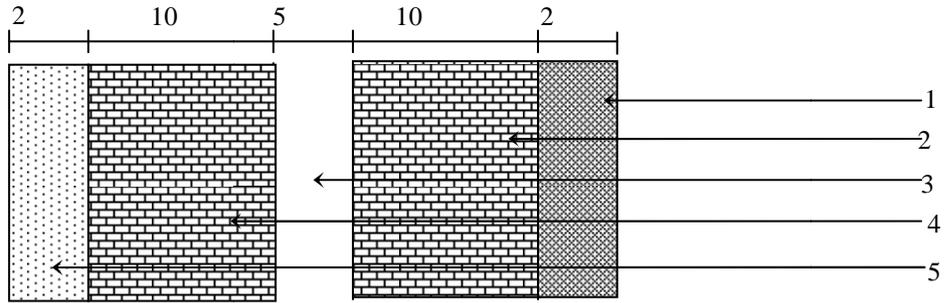


Fig. II-6 : Coupe transversale d'un mur extérieur.

N ⁰	composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.2
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Lame d'air	5	0	0
4	Brique creuse	15	9	1.35
5	Enduit du ciment	2	18	0.36
				$G_{me}=2.81KN/m^2$

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieurs

❖ **Murs intérieure :**

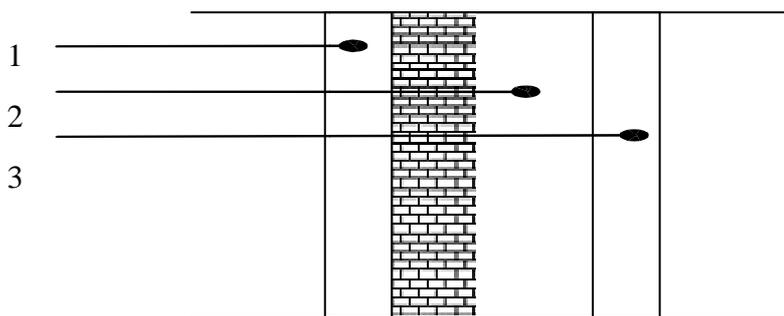
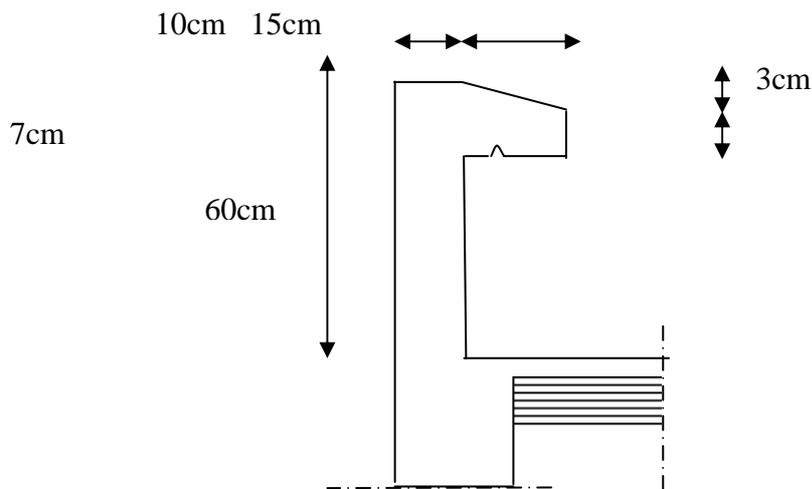


Fig. II-7: Coupe transversale d'un mur intérieur.

N ^o	composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Enduit de plâtre	4	10	0.40
2	Brique creuse	10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	4	10	0.40
				G _{mi} =1.30KN/m ²

Tableau II-6 : Charges revenant aux murs intérieurs

II-6.1.5. Acrotère :



La hauteur de l’acrotère est égale à : 60cm

La charge permanente de l’acrotère est déterminée comme suit :

Poidspropre: $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times 0.15) / 2] = 0.0727 \text{KN/ml}$$

$$G = 25 \times 0.0727 \times 1ml = 1.819 \text{ KN/ml}$$

Eléments	surcharges Q(KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d’étage courant	1.50 (usage d’habitation)
RDC	5.00 (usage commercial)
Sous-sol	5.00
Balcon	3.50
Escalier	2.50
L’acrotère	1.00

Tableau II-7 : surcharges d’exploitations

II-6.2. Surcharges d'exploitation:

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

II-6.3. Charges d'exploitation :

Plancher du sous-sol : $Q=5 \times 18.24=91.2\text{KN}$ (usage commercial)

Plancher de RDC : $Q=5 \times 18.24 = 91.2 \text{ KN}$ (usage commercial)

Plancher étage courant : $Q=1,5 \times 18.24=27.36 \text{ KN}$ (usage habitation)

Plancher terrasse : $Q=1 \times 18.24 =18.24 \text{ KN}$

II-6.3. Poids propre des éléments :

❖ **Poids du plancher :**

✓ **Plancher terrasse :**

$$P = G \times S$$

$$P=5,61 \times 18.24 =102.33\text{KN}$$

✓ **Plancher étage courant :**

$$P =5,46 \times 18.24=99.59\text{KN}$$

❖ **Poids des poutres :**

✓ **Poutres principales :**

$$P = \rho \times S \times h$$

$$P_{pp}=25 \times (0,30 \times 0,40) \times (2,125+2,1)=12.67\text{KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$P_{ps}=25 \times (0,25 \times 0,35) \times (1.725+1.725)=7.55\text{KN}$$

D'où le poids total : $P_{total}=20.22 \text{ KN}$

❖ **Poids des poteaux :**

✓ **Poteau du sous-sol et RDC :**

$$P_{Pot}=25 \times (0,25 \times 0,25) \times 4.08=6.37\text{KN}$$

✓ **Poteau d'étage courant :**

$$P_{pot}=25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06=4.78\text{KN}$$

Niv	Charges permanentes G (KN)					Charges d'exploitation Q(KN)		Effort Normal N = G _c +Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de planche (kN)	Poids des poteaux (kN)	Poids des poutres (kN)	G _{total} (kN)	G _{cumulée} (kN)	Q _{total} (kN)	Q _{cumulée} (kN)		N/σ _{bc} (cm ²)	Section (cm ²)
6	102.33	/	20.22	122.55	122.55	18.24	18.24	140.79	93.86	25*30
5	99.59	4,78	20.22	124.59	247.14	27.36	45.6	292.74	195.16	25*30
4	99.59	4,78	20.22	124.59	371.73	27.36	72.96	444.69	296.46	25*30
3	99.59	4,78	20.22	124.59	496.32	27.36	100.32	596.64	397.76	25*30
2	99.59	4,78	20.22	124.59	620.91	27.36	127.68	748.59	499.06	25*30
1	99.59	4,78	20.22	124.59	745.5	27.36	155.04	900.54	600.36	25*30
RDC	99.59	6.37	20.22	124.59	870.09	91.2	246.24	1116.33	744.22	30*40
SS	99.59	6.37	20.22	124.59	994.68	91.2	337.44	1332.12	888.08	30*40

Tableau II-8 : Descentes des charges pour les poteaux

✓ **Remarque1** : les sections obtenues pour les poteaux sont sous-estimé par le RPA.

Et pour cela il faut que les sections des poteaux soient plus importantes que les poutres afin d'éviter la rotule plastique.

II.6.4) Vérifications :

II.6.4.1) Vérification d'effort normal réduit (art 7.4.3.1 du RPA99-V03):

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

avec :

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

B_c: section brute du poteau.

f_{c 28}: résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

Poteaux (b x h)	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
40x45cm	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁) = 40cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	h _e /20 = 408 / 20 = 20.4	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤ 4	b ₁ /h ₁ = 0,89	Condition vérifiée
35x40cm	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁) = 35cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	h _e /20 = 306/20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤ 4	b ₁ /h ₁ = 0,875	Condition vérifiée

Tableau II-10 : vérification des sections des poteaux selon le RPA99 version 2003

Conclusion :

Les dimensions des sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II.6.4.2.2) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du 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. Soit :

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

L’élancement des poteaux, il faut vérifier que : $\lambda \leq 50$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Rayon de giration

l_f = 0.7 l₀ flambement d’un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)

l₀ : Longueur libre de poteau.

I : Moment d’inertie du poteau : I = bh³/12.

S : section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

	Caractéristiques Géométriques		Longueur de flambement	Moment d'inertie	Rayon de giration	L'élanement du poteau
	L_0 (cm)	S (cm ²)				
Poteaux			$L_f=0.7L_0$ (cm)	$I = bh^3/12$ (cm ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	$\lambda = \frac{l_f}{i}$
40x45	408	1800	285.6	303750	12.99	22.00
35x40	306	1400	214,2	186666,66	11.55	18.54

Tableau II-11: Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement

Pour vérifier la résistance des poteaux au flambement il fallait un rayon de giration et un moment d'inertie petit .

$$I=186666.66\text{cm}^4 \quad i=11.55\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 18.54 \leq 50$$

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III. 1. Calcul des planchers :**III.1.1. Introduction :**

Notre projet est constitué de planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III.1.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par le B.A.E.L (Art B.6.8.423).

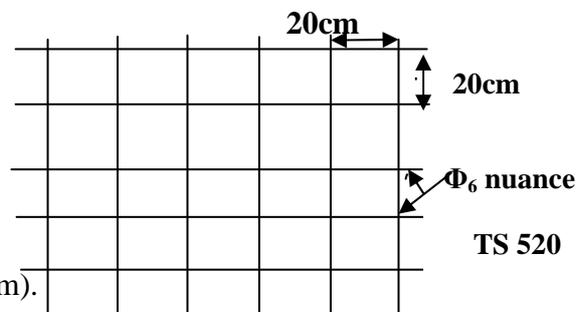
- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad e_s = 20 \text{ cm}$$

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

**➤ Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Fig. III.1 : Treillis soudés (200×200)

$$\text{Soit : } A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad e_s = 20 \text{ cm}$$

III.1.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes :

a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m² ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b) Ferrailage à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

b.1. Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

b.2. Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 3.70^2}{8} = 2.57 \text{ kN.m}$$

b.3. Effort tranchant max:

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.5 \times 3.70}{2} = 2.77 \text{ kN}$$

b.4. Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}}$$

Avec : $b = 12 \text{ cm}$; $d = h - c$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{2.57 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 3.77 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

NB : comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

c) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

* Poids propre du plancher : $G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ KN/m}$;

* Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$;

La charge de calcul sera donc : A l'ELU $\rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 6.253 \text{ KN/m}$

A l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4.524 \text{ KN/m}$

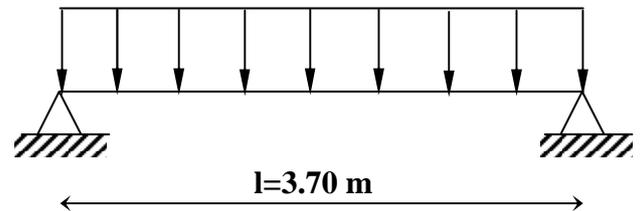
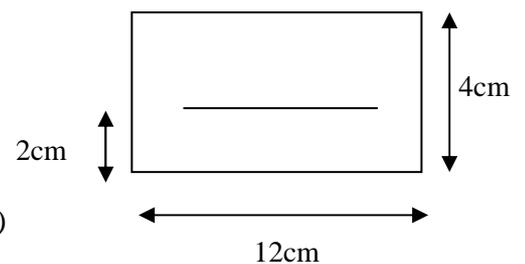
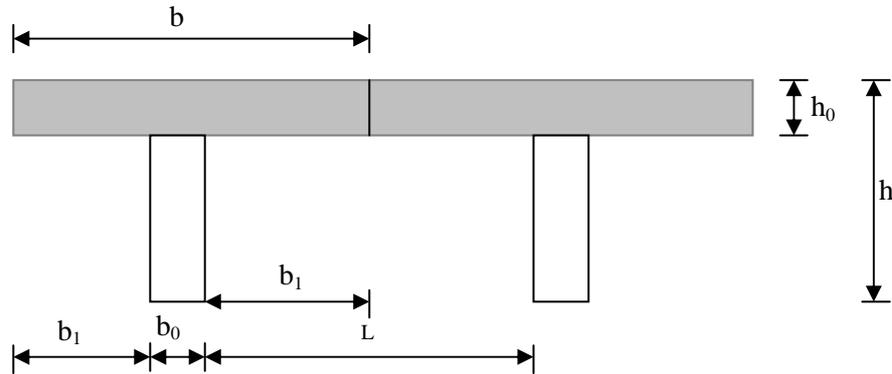


Fig. III.2: Schéma statique de la poutrelle



c.1. Détermination de la largeur de la table de compression

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3)

**Fig. III.3 : schéma de la table de compression**

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

X : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

 L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché. b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm). h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

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

On prend $b_1 = 26.5$ cm, on a $b = 2b_1 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65$ cm $b = 65$ cm**C.2) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

➤ Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est en plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 , c à d :

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ kN/m}^2 \}$$

Avec : $G = 5.46 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

En effet :

$$\max \{ 2G ; 5 \text{ kN/m}^2 \} = 2G = 2 \times 5.46 = 10.92 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 10.92 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées \rightarrow condition vérifiée

3. les portées successives des différentes travées sont dans un rapport entre 0.80 et 1.25

$$C \text{ à } d : \quad 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.70}{3.70} = 1 < 1.25 \mapsto \text{condition vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{3.25}{3.70} = 0.88 < 1.25 \mapsto \text{condition vérifiée}$$

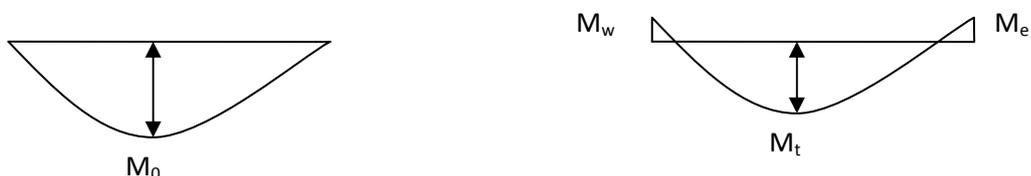
$$0.8 < \frac{3.70}{3.25} = 1.14 < 1.25 \mapsto \text{condition vérifiée}$$

4. la fissuration est non préjudiciable \mapsto condition vérifiée

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

c.3) Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



FigIII-4 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

c.4) Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha=0$ et pour $Q=2G \alpha=2/3$

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

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Avec l : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

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

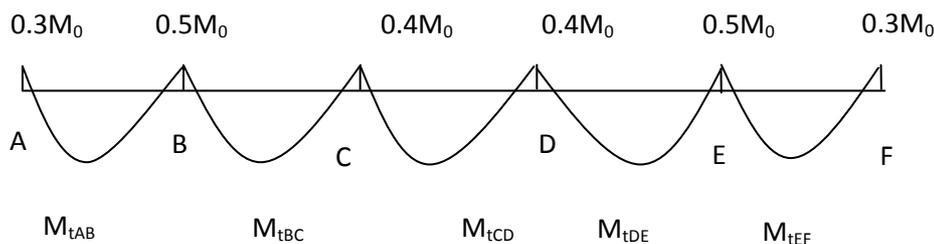
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



FigIII-5 : Diagramme des moments

c.5) Application :

- **Combinaison de charges :**

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.55 \text{ kN/ml}$$

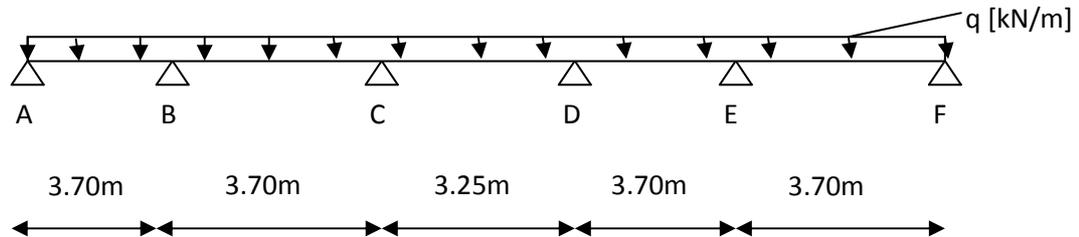
$$Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{ kN/ml}$$

- A l'ELU :

$$q_u=1.35G+1.5Q=6.25 \text{ kN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s=(G+Q)=4.52 \text{ kN/ml}$$



FigIII-96: Schéma statique de la poutre continue reposant sur 06 appuis

- Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.46} = 0.215 \quad 1 + 0.3\alpha = 1.064 > 1.05$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.532 \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632$$

III.1.4) Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

$$q = q_u = 6.25 \text{ kN/ml}$$

Moment isostatique :

Pour les travées (AB), (BC), (DE) et (EF):

$$M_0 = 6.25 \times \frac{3.70^2}{8} = 10.69 \text{ kN.m}$$

Pour les travées (CD) :

$$M_0 = 6.25 \times \frac{3.25^2}{8} = 8.25 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_A = M_F = 0.3 \times 10.69 = 3.207 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 \times 10.69 = 5.345 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 \times 8.25 = 4.276 \text{ kN.m}$$

Moments en travées :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq 1.064 \times 10.69 - \frac{5.345 + 3.207}{2} = 7.09 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.632 \times 10.69 = 6.76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tAB} = 7.09 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq 1.064 \times 10.69 - \frac{4.276 + 5.345}{2} = 6.56 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.532 \times 10.69 = 5.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tBC} = 6.56 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_t \geq 1.064 \times 10.69 - \frac{4.276 + 4.276}{2} = 7.04 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.532 \times 10.69 = 5.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tCD} = 7.04 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} M_t \geq 1.064 \times 10.69 - \frac{5.345 + 4.276}{2} = 6.56 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.532 \times 10.69 = 5.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tDE} = 6.56 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} M_t \geq 1.064 \times 10.69 - \frac{3.207 + 5.345}{2} = 7.09 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.632 \times 10.69 = 6.76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tEF} = 7.09 \text{ kN.m}$

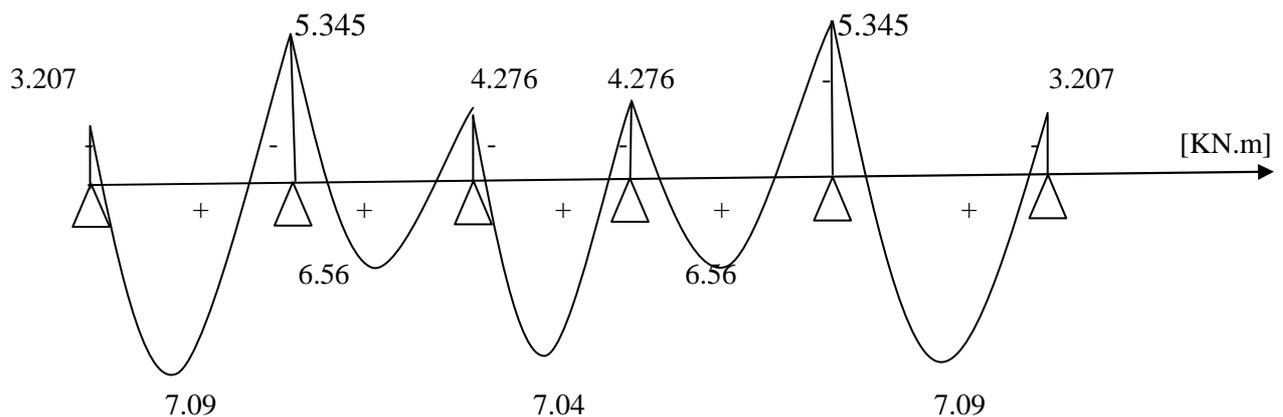


Fig. III.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

III.1.5) Calcul des efforts tranchant :

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

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Pour la poutre continue reposant sur 06 appuis :

-Travée AB :

$$T_a = \frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-5.345 - (-3.207)}{3.70} = 10.98 \text{ kN}$$

$$T_b = -\frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-5.345 - (-3.207)}{3.70} = -12.14 \text{ kN}$$

2-Travée BC :

$$T_b = \frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-4.276 - (-5.345)}{3.70} = 11.85 \text{ kN}$$

$$T_c = -\frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-4.276 - (-5.345)}{3.70} = -11.27 \text{ kN}$$

-Travée CD :

$$T_c = \frac{6.25 \times 3.25}{2} + \frac{-4.276 - (-4.276)}{3.25} = 10.15 \text{ kN}$$

$$T_d = -\frac{6.35 \times 3.1}{2} + \frac{-4.276 - (-4.276)}{3.1} = -10.15 \text{ kN}$$

-Travée DE :

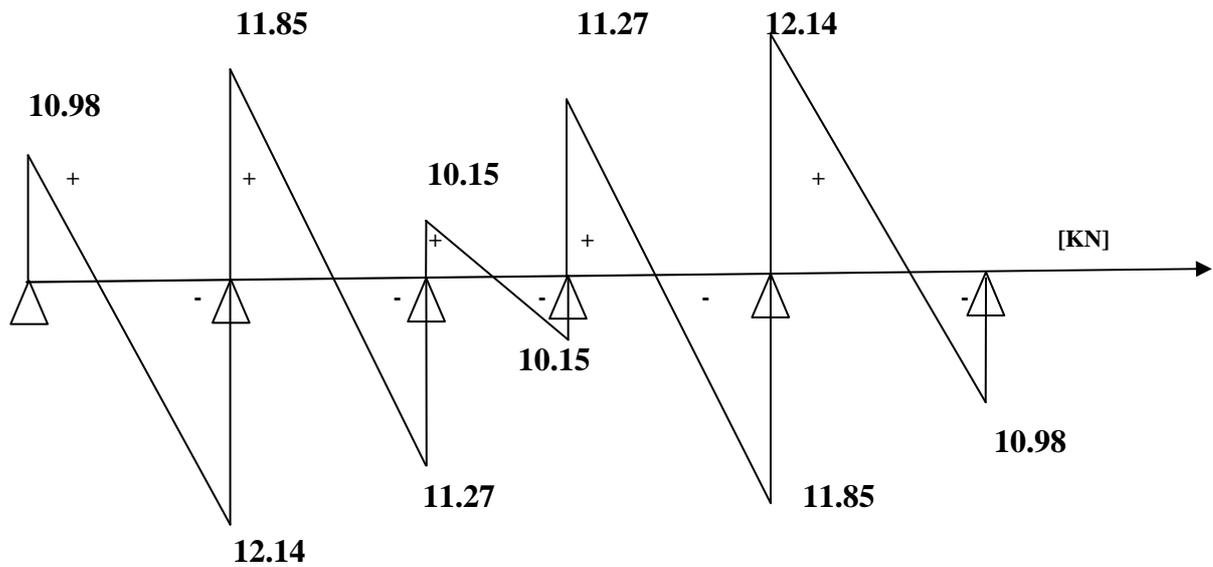
$$T_D = \frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-5.345 - (-4.276)}{3.70} = 11.27 \text{ kN}$$

$$T_E = -\frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-5.345 - (-4.276)}{3.70} = -11.85 \text{ kN}$$

-Travée EF :

$$T_E = \frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-3.207 - (-5.345)}{3.70} = 12.14 \text{ kN}$$

$$T_F = -\frac{6.25 \times 3.70}{2} + \frac{-3.207 - (-5.345)}{3.70} = -10.98 \text{ kN}$$



FigIII-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_{tmax} = 7.09 \text{KN.m} \text{ et } M_{a max} = -5.345 \text{KN.m}$$

***Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65 \text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

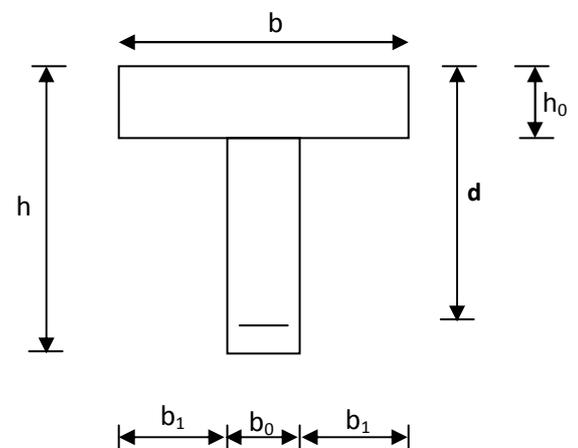


Fig. III.9: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de

***moment résistant**

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^6 = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 7.09 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

-La section en T se calcule comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

III.1.6. Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.09 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.023 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 * 0.023)}\right) \rightarrow \alpha = 0.029$$

$$\mu = 0.023 \rightarrow \beta = 0.988$$

-Les armatures nécessaires:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.09 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.145 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

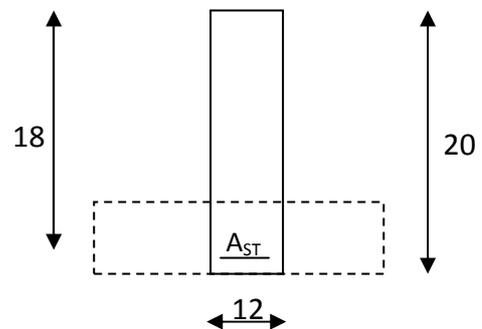
La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.345 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.096$$

$$\mu = 0.096 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$



Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.096 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.345 \times 10^3}{0.949 \times 18 \times 348} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.75 \text{ cm}^2$$

III.1.7. Vérifications à L'E.L.U:

III.1.7.1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ Cm}^2$$

Aux appuis : $A_{st} = 1.75 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

III.1.7.2) Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

III.1.7.2.1) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 12.14 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.14 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.1.7.2.2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{12.14 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 20} = 1.53 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.53 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 12.14 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.25 \text{MPa} < 13.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.1.7.2.3) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12.14 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 10} = 1.19 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.1.7.2.4) Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 20 \text{ cm.}$$

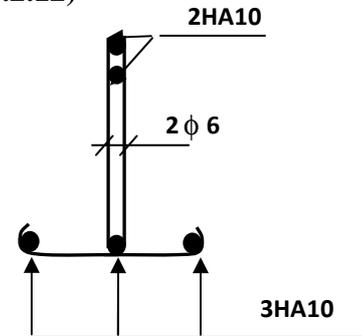
III.1.8) Calcul des armatures transversales :

III.1.8.1. Le diamètre minimal des armatures transversales : Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0.6 ; 12 \} = 6 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$$



III.1.8.2) Espacement des armatures transversales:

$$S_{t1} \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

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

Fig. III.10: Plan de ferrailage de la poutrelle

III.1.9) Vérification à l'ELS :

III.1.9.1) Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.52}{6.25} = 0,72$$

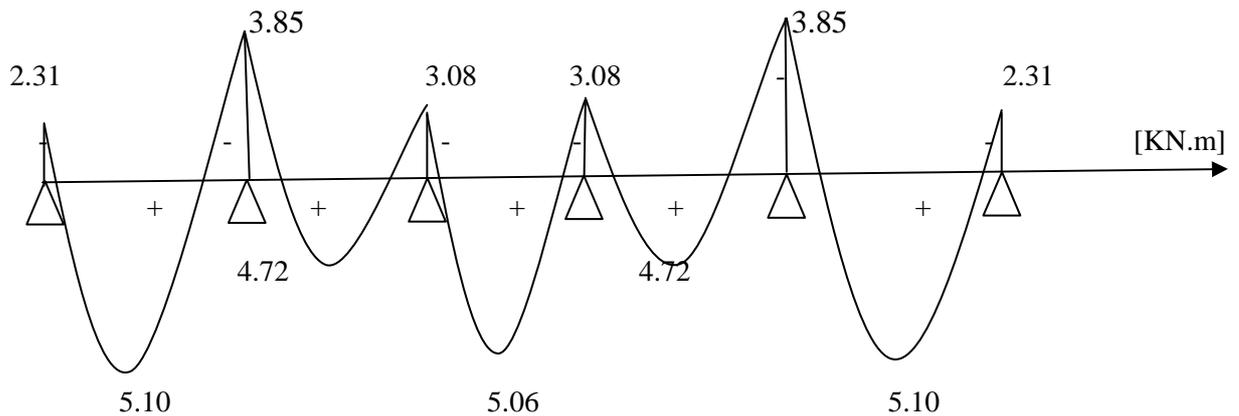


Fig. III.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

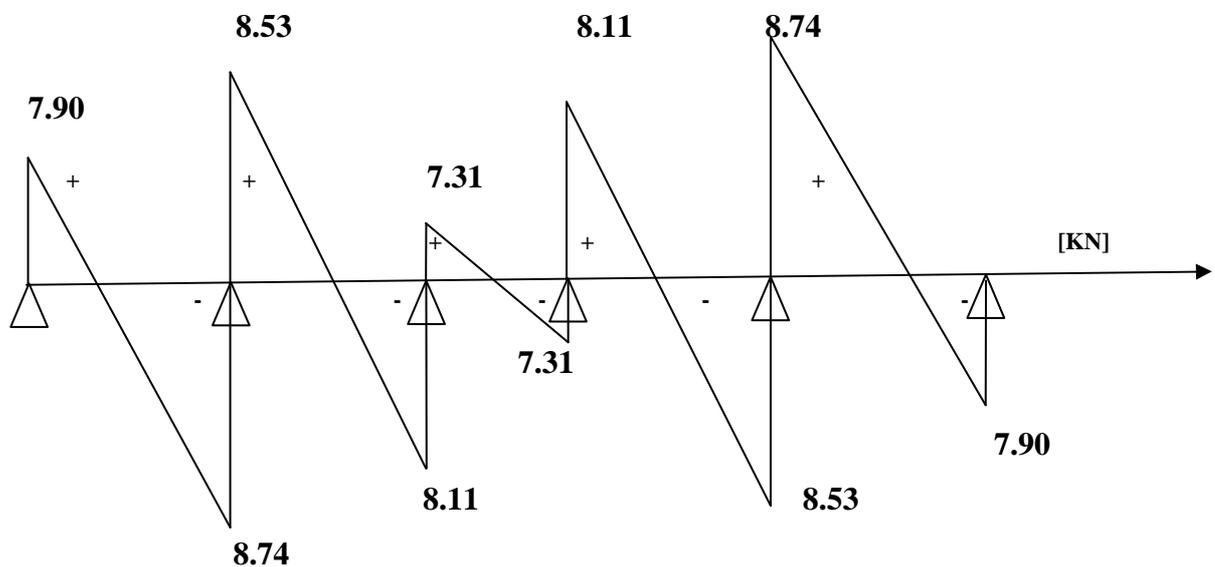


Fig. III.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

III.1.9.2) Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \cdot k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 HA 10 = 2.35cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.0879 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.10 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 140.85 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0507 \times 140.85 = 7.14 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \text{ HA } 10 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.75}{12.18} = 0.810 \rightarrow \beta_1 = 0.871 \rightarrow \alpha_1 = 0.387$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.387}{15(1 - 0.387)} = 0.0421$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3.85 \times 10^6}{0.871 \times 180 \times 175} = 140.32 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0421 \times 140.32 = 5.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.1.9.3) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = F_e = 400 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

$$\sigma_{st} = 140.85 \text{ MPa} < F_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.9.4) Etat limite de déformation :

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

Les règles de **BAEL (A.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 345\text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{3.45} = 0.058 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} * \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{3.45} = 0.058 \geq \frac{1}{15} * \frac{5.10}{7.73} = 0.044 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 \leq \frac{3.6}{400} = 0.09 \quad \text{condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche est vérifié.

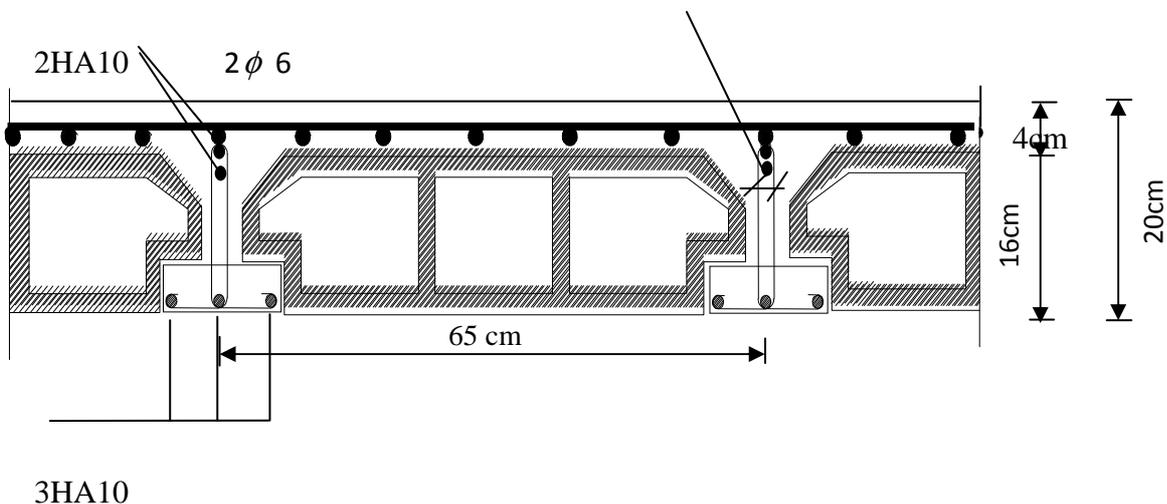


Fig.III.13 : schéma de ferrailage du plancher en corps creux.

III-1. Calcul de l'acrotère :

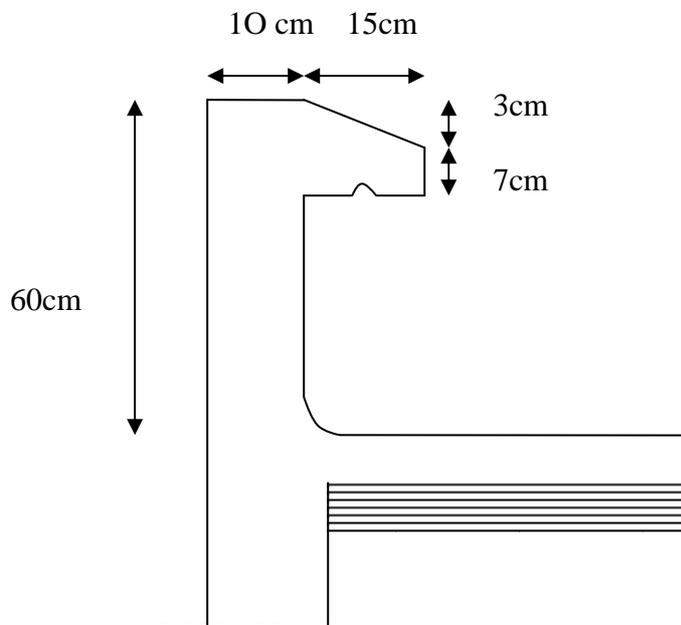
L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

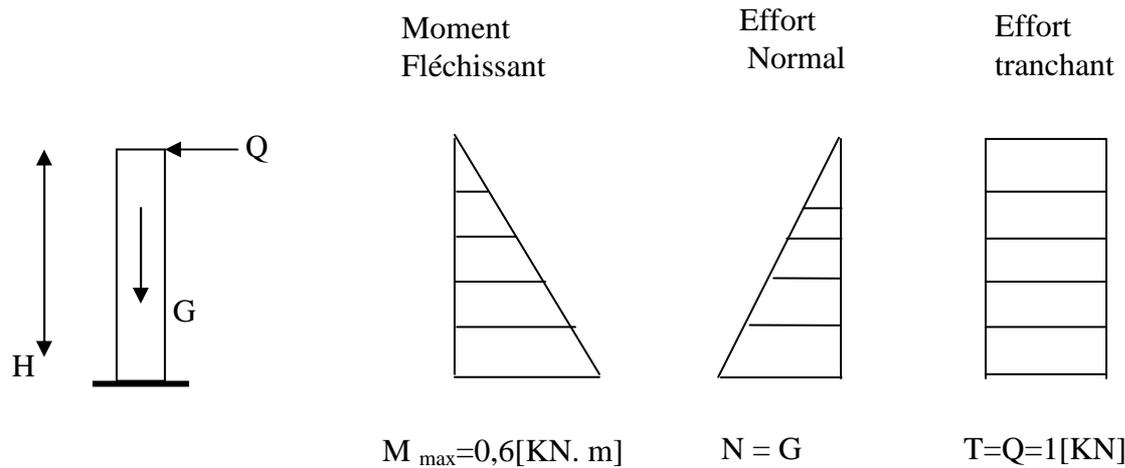
Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

➤ **Dimension de l'acrotère :**

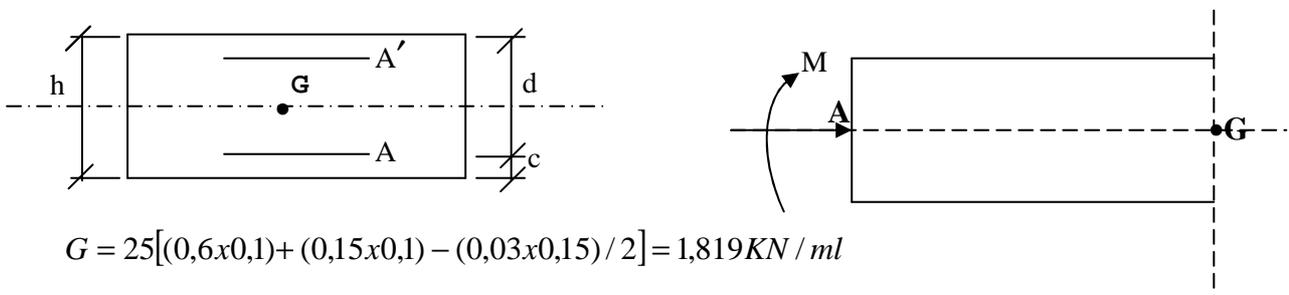


FigIII-1: Coupe verticale de l'acrotère

➤ **Schéma statique :**



III-1-2) Détermination des sollicitations :



$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15) / 2] = 1,819 \text{ KN / ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G=1,819 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN / ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N=G \times 1 \text{ ml} = 1,819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M=T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ KN m}$

III-1-3) Combinaison des charges :

- **A l'ELU:**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,819 = 2,455 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

- **A l'ELS:**

$$N_s = 1,819 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KNm}$$

III-1-4) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section $(b \times h) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section = 10cm

b : largeur de la section = 100cm

c et c' : Enrobage = 2cm

$d = h - c$: Hauteur utile=8cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU:

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,455} = 36,65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

b) Calcul en flexion simple:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_U \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - C \right) = 2,455 \left(0,37 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,982 \text{ KNm}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,982 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0108$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée donc $A_s = 0$

$$\mu_u = 0,0108 \Rightarrow \beta = 0,995$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,982 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

III-1-5) Vérification à l'ELU:

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{33 - 0,455 \cdot 8}{33 - 0,185 \cdot 8} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,330 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $100/5=20$ $S_t=20\text{cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4HA8=2,01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement de $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée}).$$

c) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,17 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$$

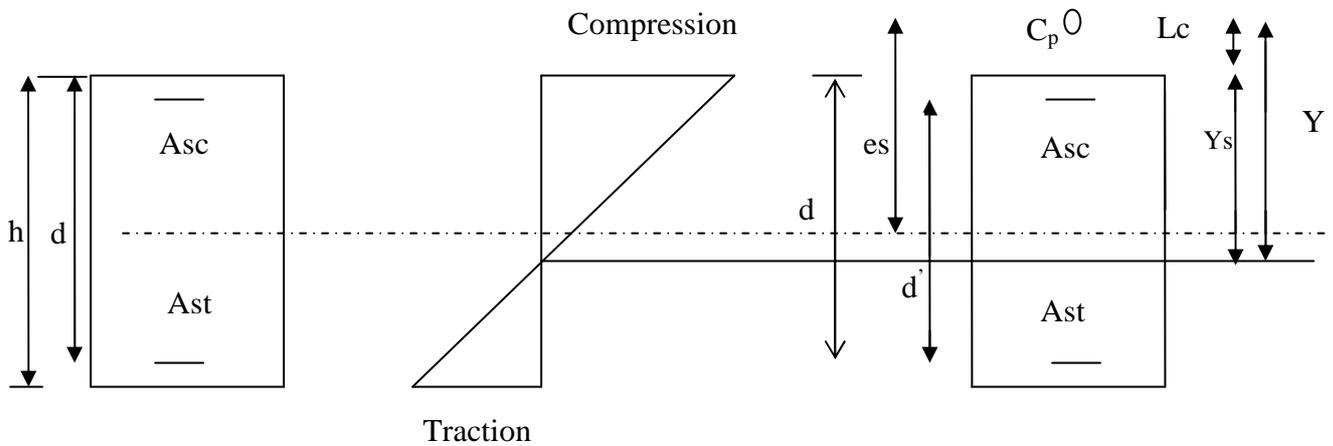
III-1-6) Vérification à l'ELS:

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6\text{mm}$



FigIII-2: Répartition des contraintes dans l'acrotère.

On a :

L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = h/2 - e_s = 10/2 - 33 = -28\text{cm}$$

$$L_c = -28\text{cm}$$

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots \dots \dots *$$

$$P = -3L_c^2 - 90A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2.51\text{cm}^2$$

$$P = -3 \cdot (-28)^2 - 90(2.51) \frac{-28 - 6}{100} + 90 \cdot (2.51) \cdot \frac{(8 + 28)}{100}$$

$$P = -2193,87$$

$$q = -2Lc^3 - 90Asc \frac{(Lc - d')^2}{b} - 90Ast \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2.51) \frac{(-28 - 6)^2}{100} - 90(2.51) \frac{(8 + 28)^2}{100}$$

$$q = 38364,93$$

$$\rightarrow y^3 - 2193,87y + 38364,93 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (38364,93)^2 + 4x(-2193,87)^3/27$$

$$\Delta = -9.23.10^7 < 0 \rightarrow \text{L'équation admet trois racines}$$

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right)$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2193.87}{3}} = 54.08$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \arccos\left(\frac{3 \times 38364.93}{2 \cdot (-2193.87)}\sqrt{\frac{3}{2193.87}}\right)$$

$$\varphi = 2,9$$

Donc:

$$Y_1 = 54.08 \cdot \cos\left(\frac{2,9}{3}\right) = 30,78$$

$$Y_2 = 54.08 \cdot \cos\left(\frac{2,9}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right) = 23,12$$

$$Y_3 = 54.08 \cdot \cos\left(\frac{2,9}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right) = -53,90$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{ser} < d$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y^1_{ser} = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{oui}$$

$$y^2_{ser} = -53,90 - 28 = -81,9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y^3_{ser} = 23,12 - 28 = -4,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y^1_{ser} = 2,78 \text{ cm} ; \text{ avec } y = y_{ser} - Lc$$

$$y = 28 + 2,78 = 30,78 \text{ cm}.$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y^3_{ser}}{3} + n [A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2] ; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \quad \text{Coefficient}$$

d'équivalence.

$$I = \frac{100 \times 2,78^3}{3} + 15 [2,51(8 - 2,78)^2 + 2,51(2,78 - 6)^2]$$

$$I = 2132,43 \text{ cm}^4$$

a/ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3078 \times 1,819 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} \times 2,78 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

b/ Vérification de la contrainte dans l'acier :

- $\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ (déjà calculée)
- $\sigma_s = 15 \times \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0,3078 \times 1,819 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} (0,08 - 2,78 \cdot 10^{-2}) \times 10^{-6}$
- $\sigma_s = 20,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ Vérification de l'écartement dans les barres :

1-Armature verticale :

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

2-Armature de répartition :

- $S_t \leq \min\{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$
- $S_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$

➤ **Vérification au flambement :**

1-calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élancement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2m$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \cdot 10^{-5}}} = 41.58$$

2-vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max \left[50, \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min(247.9, 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50, 100) = 100$$

\Rightarrow (Condition vérifiée).

III-1-7) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99, Art 6.2.3) :

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

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0,15$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

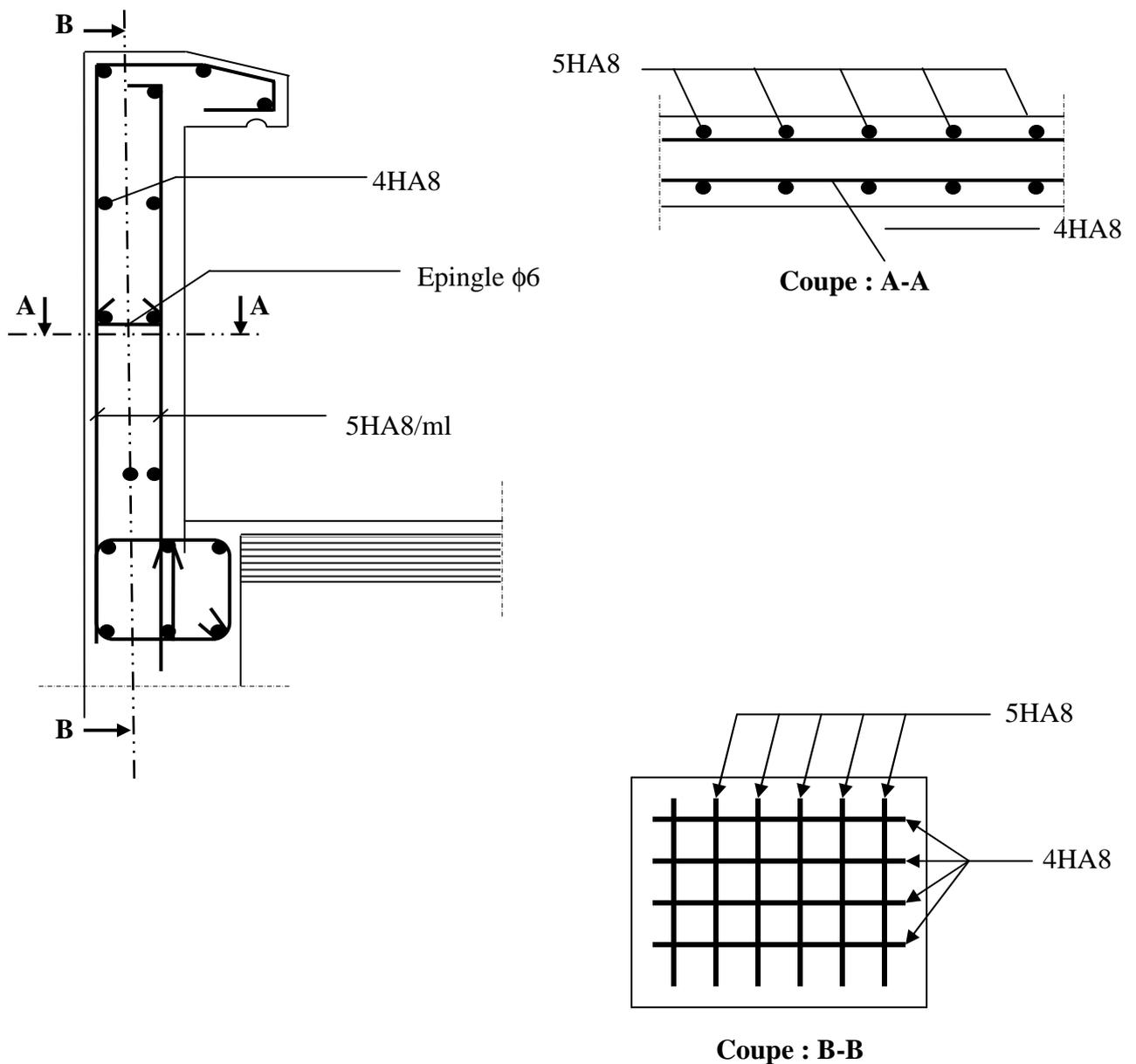
W_p : Poids de l'acrotère = 1,819 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0.873 KN / ml < Q = 1 KN/ml \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.



FigIII-3 :Ferrailage de l'acrotère.

L'escalier :**III.1) Introduction :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en béton armé, coulé sur place.

III.2) Pré dimensionnement d'escalier de sous-sol :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a) marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17\text{cm}$.

b) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 1.53\text{m}$.

Alors : $n = 1.53/0.17 = 9$ contres marches.

On aura : 8 marches.

c) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_2/n-1$.

On à : $L_1=1.75\text{m}$, $L_2=3.60\text{m}$

$L_2 = 3.60\text{m} \Rightarrow g = 3.60/14 = 26\text{m} \Rightarrow$ on prend $g = 30\text{cm}$.

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

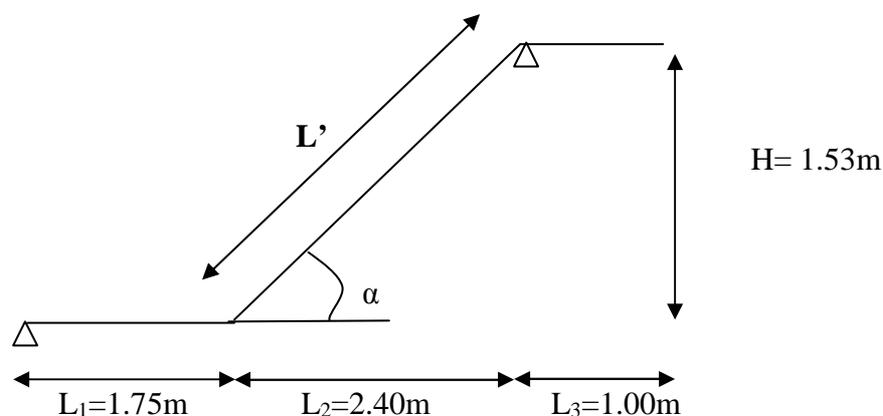


Fig. III.1 : schéma statique de la volée de sous-sol

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

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.54^\circ} = 2.76m = 276cm.$$

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

D'où $L = L' + L_1 = 276 + 175 + 100 = 551cm$

$$\frac{551}{30} \leq e_p \leq \frac{551}{20} \Rightarrow 18.36cm \leq e_p \leq 27.55cm$$

Soit $e_p = 20cm$

III.3) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ charge permanente :

Paillasse :

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{0.20}{\cos \alpha} = 5.74$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
- Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
- Garde-corps	$0.3 \times 1m = 0.30$
- Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
- Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
	G_{ps} = 9.635

Palier :

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	25×0.20 = 5.00
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	22×0.02 = 0.44
Mortier de pose	20×0.02 = 0.40
Lit de sable	18×0.02 = 0.36
Enduit de ciment (1.5cm)	18×0.015 = 0.27
	G_{pl}=6.47

➤ **Charges d'exploitation**

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \times 1 \text{ml} = \text{KN/ml}$
- Paillasse : $Q_{ps} = 2.5 \times 1 \text{ml} = \text{KN/ml}$

III.4) Calcul à l'ELU:

III.4.1) Calcul des sollicitations :

a) Combinaisons des charges :

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 9.635 + 1.5 \times 2.5] \times 1 \text{m} = 16.75 \text{ KN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 6.47 + 1.5 \times 2.5] \times 1 \text{m} = 12.48 \text{ KN/ml}$
- mur ext: $q_{mur} = 1,35 G = 1,35 \times 2.81 \times 1 \text{m} = 3.79 \text{ KN/ml}$
- mur int: $q_{mur} = 1,35 G = 1,35 \times 1.30 \times 1 \text{m} = 1.755 \text{ KN/ml}$

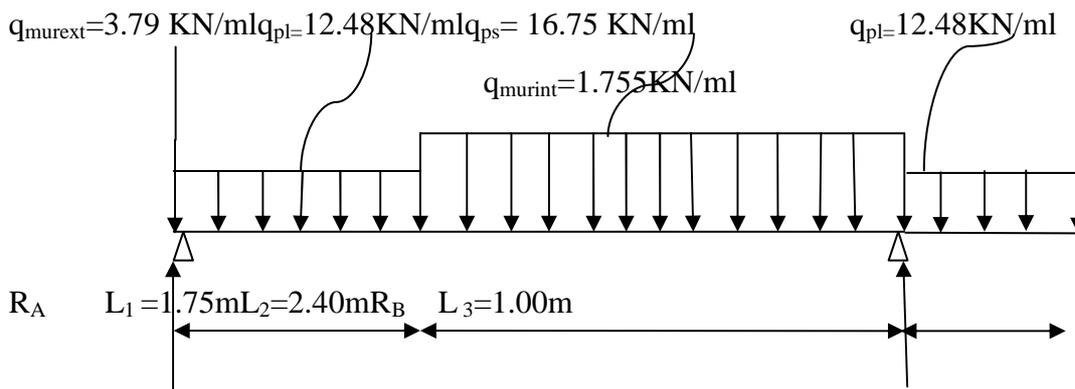


Figure III.2 : Schéma de chargement à l'ELU.

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ \Sigma F_y &= 0 \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 12.48 (1.75+1.00) + 16.75 \times 2.40 + 1.755 + 3.79 \\ R_A + R_B &= 80.06 \text{KN} \\ \Sigma M_A &= 0 \end{aligned}$$

$$4.15 R_B = 16.75 \times 2.40 \times 2.95 + 12.48 \times 1.75 \times 0.875 + 12.48 \times 1 \times 4.65 + 1.755 \times 5.15$$

$$R_B = 49.34 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 30.72 \text{ KN}$

C) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Pour $0 \leq x \leq 1.75 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{\text{mur}} - q_{\text{pl}}x$$

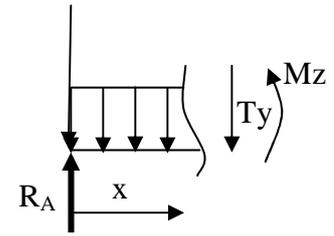
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 26.93 \text{ KN}$$

$$X = 1.75 \text{ m} \rightarrow T_y = 26.93 - 12.48 \times 1.75 = 5.09 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_{\text{mur}}x - q_{\text{pl}}x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.75 \text{ m} \rightarrow M_Z = 28.02 \text{ KNm}$$



• **Pour $1.75 \leq x \leq 4.15 \text{ m}$**

$$T_y = R_A - q_{\text{mur}} - q_{\text{pl}} \times 1.75 - q_{\text{ps}}(x - 1.75)$$

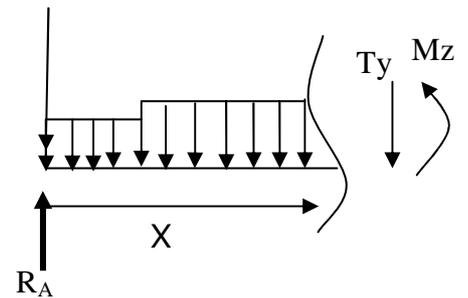
$$X = 1.75 \rightarrow T_y = 5.09 \text{ KN}$$

$$X = 4.15 \rightarrow T_y = -35.11 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_{\text{mur}}x - (q_{\text{pl}} \times 1.75)(x - 0.875) - q_{\text{ps}} \frac{(x - 1.75)^2}{2}$$

$$X = 1.75 \rightarrow M_Z = 28.02 \text{ KNm}$$

$$X = 4.15 \rightarrow M_Z = 88.47 \text{ KNm}$$



• **Pour $4.15 \leq x \leq 5.15 \text{ m}$**

$$T_y = R_A + R_B - q_{\text{mur}} - q_{\text{pl}} \times 1.75 - q_{\text{ps}} \times 2.40 - q_{\text{pl}}(x - 4.15)$$

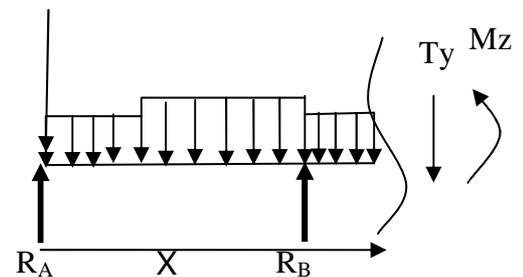
$$X = 4.15 \rightarrow T_y = 14.23 \text{ KN}$$

$$X = 5.15 \rightarrow T_y = 1.75 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x + R_B(x - 4.15) - q_{\text{mur}}x - (q_{\text{pl}} \times 1.75)(x - 0.875) - q_{\text{ps}} \times 2.40(x - 2.95) - q_{\text{pl}} \frac{(x - 4.15)^2}{2}$$

$$X = 4.15 \rightarrow M_Z = 88.47 \text{ KNm}$$

$$X = 5.15 \rightarrow M_Z = 176.86 \text{ KNm}$$



Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 3.08 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\text{max}} = 29.05 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\text{max}} = 29.05 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_Z^{\text{max}} = -8.715 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_Z^{\text{max}} = 24.69 \text{ KNm}$

d) Diagramme des efforts :

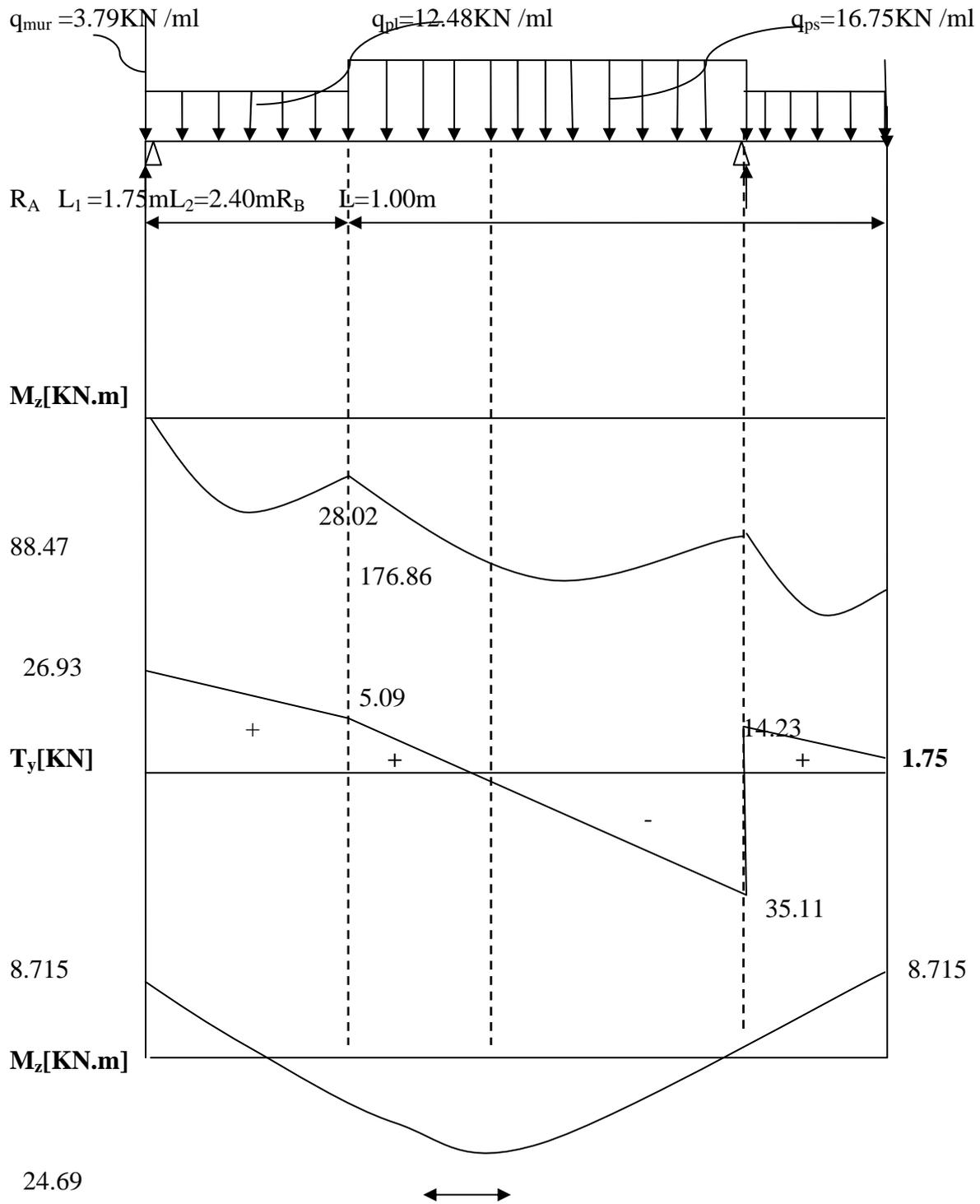


Fig. III.5- Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la volée de sous-sol.

III.5) Pré dimensionnement de l'escalier de RDC :**a)marches et contremarches :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où :h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : h=17cm.

b)Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 2.55\text{m}$.

Alors : $n = 2.55/0.17 = 15$ contres marches.

On aura : 14marches.

c)Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_2/n-1$.

On à : $L_1=1.75\text{m}$, $L_2=3.60\text{m}$

$L_2= 3.60\text{m} \Rightarrow g = 3.60/14 = 26\text{m} \Rightarrow$ on prend $g = 30\text{cm}$.

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d)Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

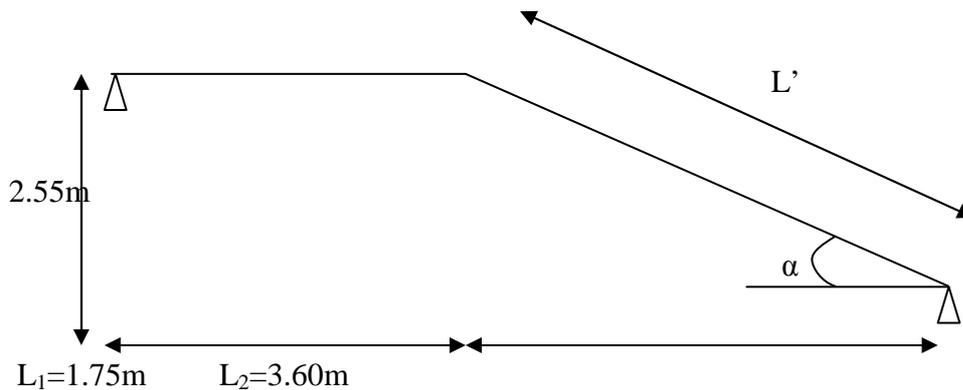


Fig. III.3 : Schéma statique d'escalier de RDC

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

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{3.60}{\cos 29.54^\circ} = 4.13\text{m} = 413\text{cm}$$

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

$$\text{D'où } L = L' + L_1 = 413 + 175 = 588\text{cm}$$

$$\frac{588}{30} \leq e_p \leq \frac{588}{20} \Rightarrow 19.6\text{cm} \leq e_p \leq 29.4\text{cm}$$

Soit $e_p = 20\text{cm}$

III.3) Détermination des charges et surcharges :

Puisque l'épaisseur d'escalier de sous-sol est égale à 20cm donc on aura les mêmes charges permanentes et les charges d'exploitations pour celle de RDC.

III.6) Calcul à l'ELU:

III.6.1) Calcul des sollicitations :

c) Combinaisons des charges :

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 9.635 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 16.75 \text{ KN/ml}$

- palier $q_{pl} = [1.35 \times 6.47 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 12.48 \text{ KN/ml}$

- mur : $q_{mur} = 1,35 G = 1,35 \times 2.81 \times 1\text{m} = 3.79 \text{ KN/ml}$

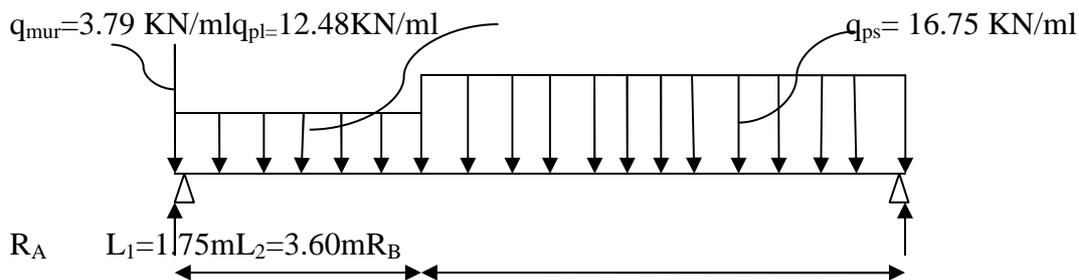


Figure III.4 : Schéma de chargement à l'ELU.

d) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 12.48 \times 1.75 + 16.75 \times 3.60 + 3.79$$

$$R_A + R_B = 85.93 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 5.35 R_B = 16.75 \times 3.60 \times 3.55 + 12.48 \times 1.75 \times 0.875 \Rightarrow R_B = 43.58 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 42.35 \text{ KN}$

C) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

• **Pour $0 \leq x \leq 1.75 \text{ m}$**

$$T_y = R_A - q_{\text{mur}} - q_{\text{pl}} x$$

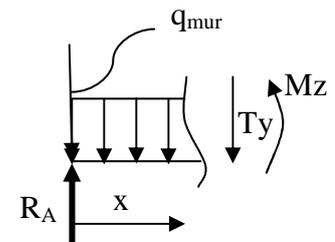
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 38.56 \text{ KN}$$

$$X = 1.75 \text{ m} \rightarrow T_y = 38.56 - 12.48 \times 1.75 = 16.72 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_{\text{mur}} x - q_{\text{pl}} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.75 \text{ m} \rightarrow M_Z = 48.37 \text{ KNm}$$



• **Pour $1.75 \leq x \leq 5.35 \text{ m}$**

$$T_y = R_A - q_{\text{mur}} - q_{\text{pl}} \times 1.75 - q_{\text{ps}} (x - 1.75)$$

$$X = 1.75 \rightarrow T_y = 16.72 \text{ KN}$$

$$X = 5.35 \rightarrow T_y = -43.58 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_{\text{mur}} x - (q_{\text{pl}} \times 1.75) (x - 0.875) - q_{\text{ps}} \frac{(x - 1.75)^2}{2}$$

$$X = 1.75 \rightarrow M_Z = 48.37 \text{ KNm}$$

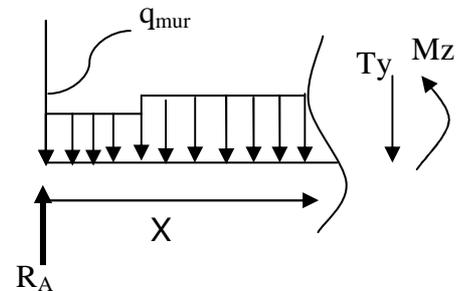
$$X = 5.35 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 3.08 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\text{max}} = 59.56 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\text{max}} = 59.56 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_Z^{\text{max}} = -17.86 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_Z^{\text{max}} = 50.62 \text{ KNm}$$



Remarque : vu que l'importance de la flèche selon l'escalier de RDC qui comporte la volée la plus défavorable on procède pour le choix de ce dernier afin de calculer la section d'armatures.

d) Diagramme des efforts :

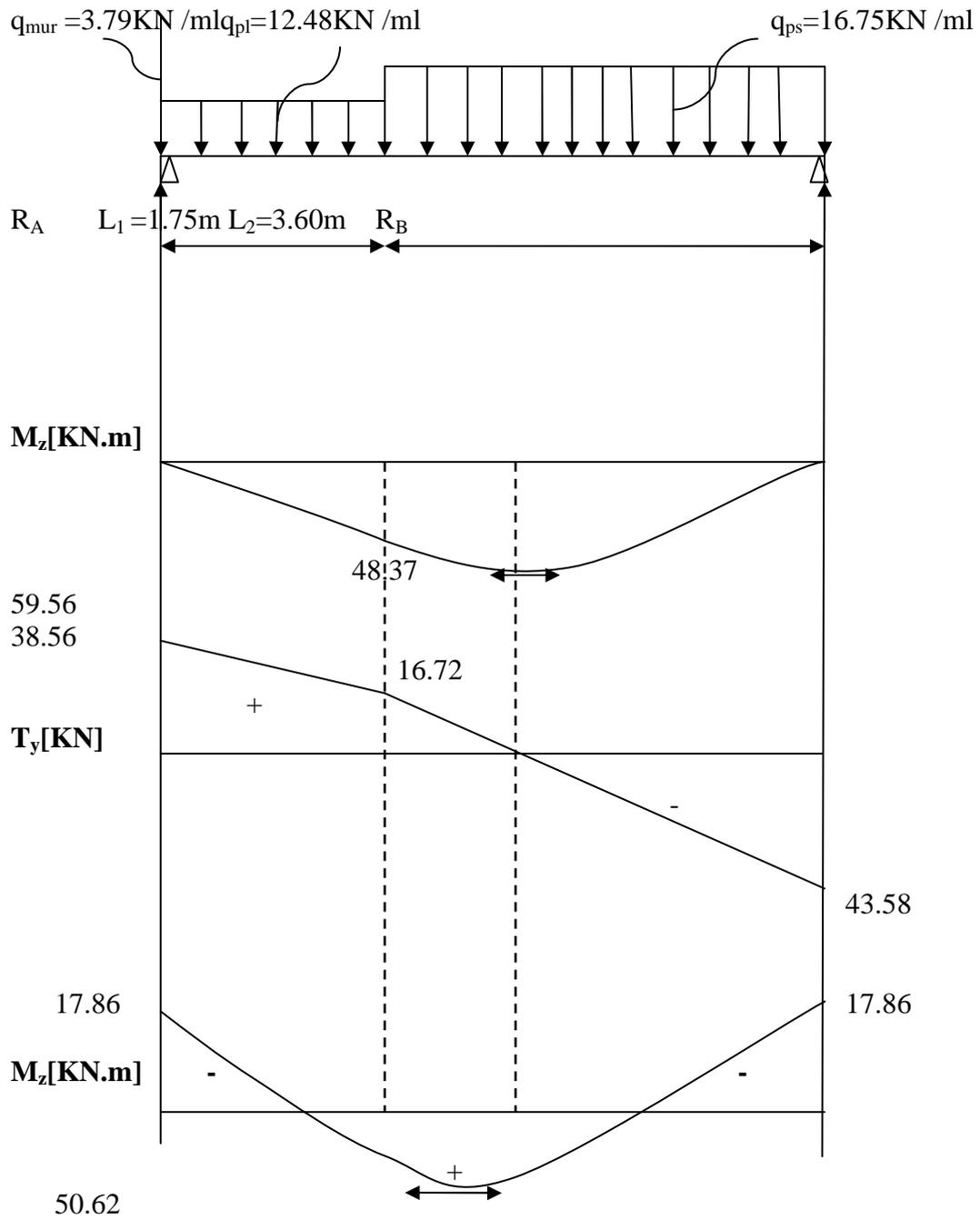


Fig. III.5- Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants a l'ELU

III.6.2) Calcul des armatures:

III.6.2.1) Armatures principales :

a) En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50.62 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.110 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.110 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50.62 \times 10^2}{0.942 \times 18 \times 34.8} = 8.57 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA14 = 12.31 cm²/ml

Avec un espacement de 15cm

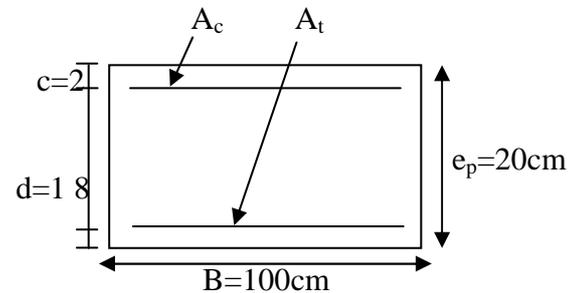
b) Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{17.86 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{17.86 \times 10^2}{0.981 \times 18 \times 34.8} = 2.90 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 20cm.



III.6.2.2) Armatures de répartition:

a) En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12.31}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

b) Aux appuis: $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

Avec un espacement de 20cm.

III.7) Vérifications à effectuer :

III.7.1) condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91

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

-En travée : $A_t = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.7.2) Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

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

-Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Travée : $e = 15 \text{ cm}$
 < 33cm \Rightarrow condition vérifiée.
 Appuis : $e = 20 \text{ cm}$

-Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

Travée : $e = 20\text{ cm}$
 $< 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.
 Appuis : $e = 20\text{ cm}$

III.7.3) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$.

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{\max}(x) = 38.56\text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{38.56 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.214\text{MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.4) Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 5 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{38.56 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 5 \times 3.14 \times 8} = 1.89\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.7.5) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 18 \times 100}{1.5} = 1080\text{KN}.$$

$$V_u^{\max} = 38.56\text{ KN} < 1080\text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -17.86\text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(38.56 - \frac{17.86 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \right] = -2.06\text{cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.6) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \tau_s = 0.6 \psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm, soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

III.8) Calcul à l'ELS :

a) Combinaison de charges :

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 9.635 + 2.5 = 12.135 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 6.47 + 2.5 = 8.97 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{mur} = G_{mur} = 2.81 \text{ KN/ml}$$

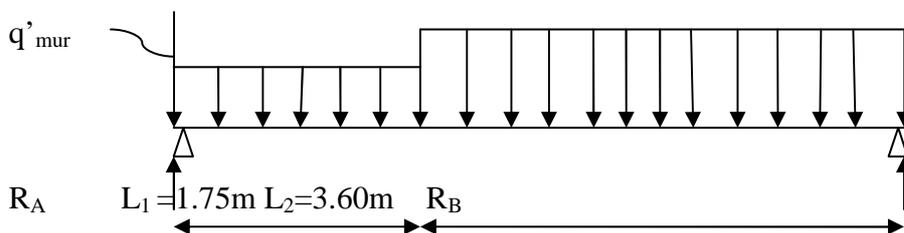


Figure III.6: Schéma de chargement à l'ELS.

b) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 8.97 \times 1.75 + 12.135 \times 3.60 + 2.81$$

$$R_A + R_B = 62.19 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 5.35 R_B = 12.135 \times 3.60 \times 3.55 + 8.97 \times 1.75 \times 0.875 \Rightarrow R_B = 31.55 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 30.64 \text{ KN}$

e) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants: q'_{mur}

• **Pour $0 \leq x \leq 1.75 \text{ m}$**

$$T_y = R_A - q'_{mur}x - q'_{pl}x$$

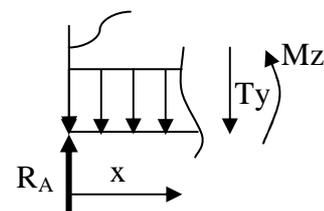
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A - q'_{mur} = 27.83 \text{ KN}$$

$$X = 1.75 \text{ m} \rightarrow T_y = 27.83 - 8.97 \times 1.75 = 12.132 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{mur}x - q'_{pl}x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.75 \text{ m} \rightarrow M_Z = 34.96 \text{ KNm}$$



• **Pour $1.75 \leq x \leq 5.35 \text{ m}$**

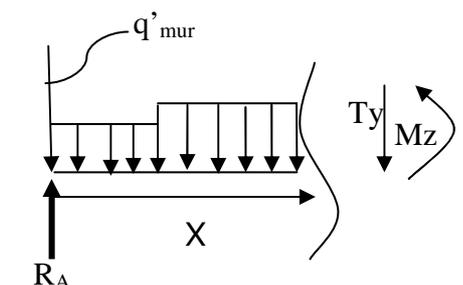
$$T_y = R_A - q'_{mur}x - q'_{pl} \times 1.75 - q'_{ps}(x - 1.75)$$

$$X = 1.75 \rightarrow T_y = 12.132 \text{ KN}$$

$$X = 5.35 \rightarrow T_y = -31.55 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{mur}x - (q'_{pl} \times 1.75)(x - 0.875) - q'_{ps} \frac{(x - 1.75)^2}{2}$$

$$X = 1.75 \rightarrow M_Z = 34.96 \text{ KNm}$$



$X = 5.35 \rightarrow M_z = 0 \text{ KNm}$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=3.10\text{m}$ d'où $M_z^{\text{max}}=43.17\text{KNm}$

$M_0 = M_z^{\text{max}} = 43.17\text{KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\text{max}} = -12.95\text{KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{\text{max}} = 36.69\text{KNm}$

d) Diagramme des efforts :

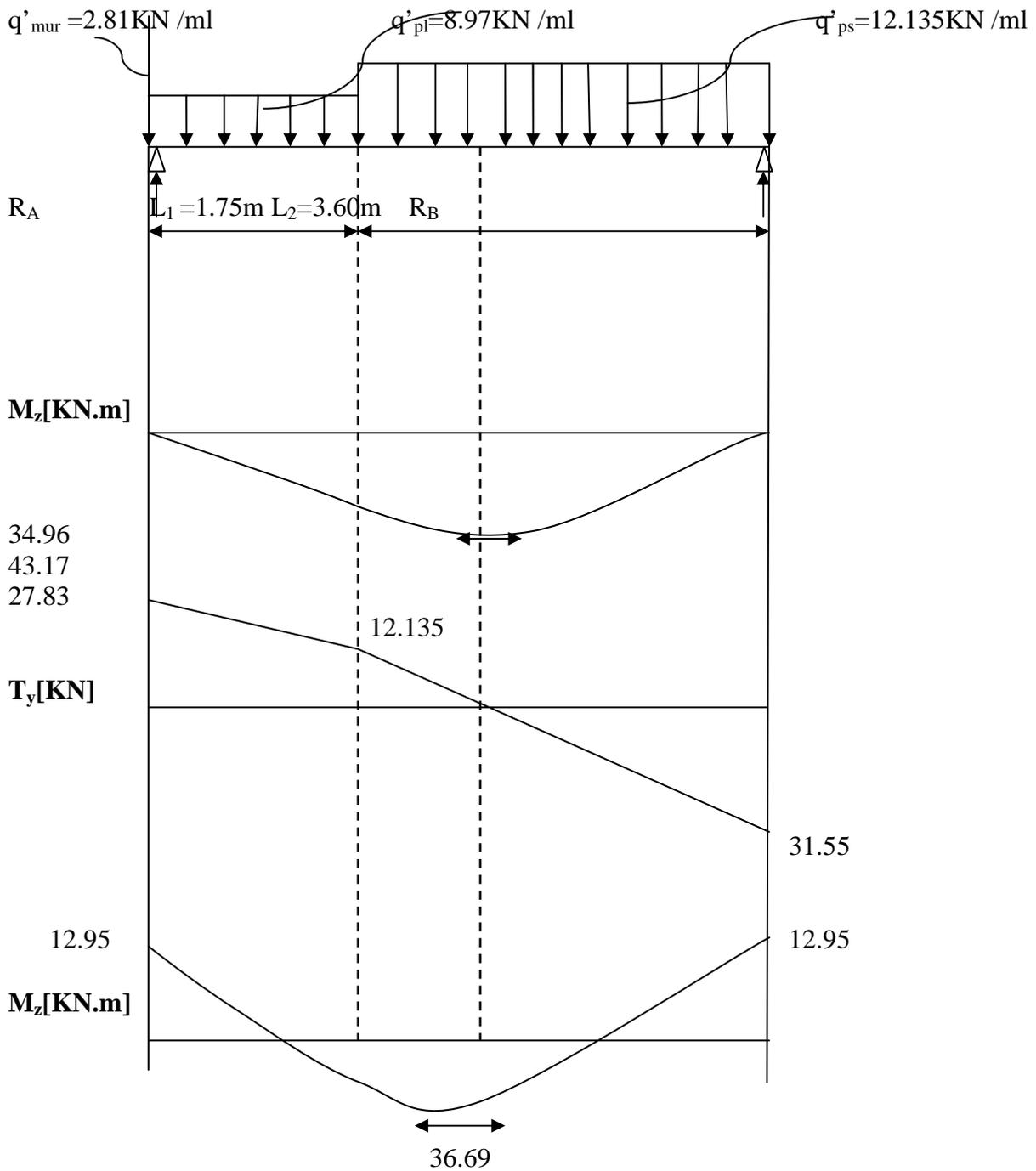


Fig. III.7- Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants a l'ELS

III.9) Vérification à l'ELS:**III.9.1) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

III.9.2) Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.925 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.225 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0193$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12.95 \times 10^6}{0.925 \times 180 \times 392} = 198.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0193 \times 198.41 = 3.83 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 12.31}{100 \times 18} = 0.684$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.8395 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.4815 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0619$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{36.69 \times 10^6}{0.8395 \times 180 \times 1231} = 197.24 \text{ MPa}$$

21

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0619 \times 197.24 = 12.21 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.9.3) Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{535} = 0.0373 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{20}{535} = 0.0373 \leq \frac{36.69}{10(43.17)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.31}{100 \times 18} = 0.0068 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La 1^{ère} et la 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

a) Calcul de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_o = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 12.31 \times 18) = 23323.7 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 12.31) = 2184.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{23323.7}{2184.65} = 10.68 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.68 = 9.32 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_o = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} \times (10.68)^3 + (9.32)^3 + 15 \times 12.31 \times (9.32 - 2)^2$$

$$I_o = 140015.47 \text{ cm}^4$$

I_{fv} : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée.

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

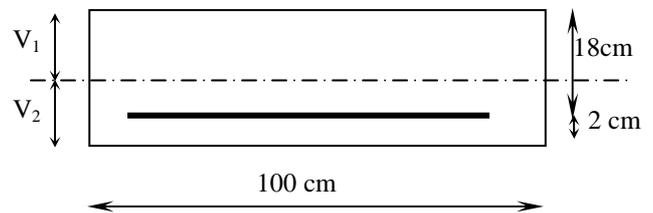
I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n = 15)

$$\mu = \left[1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{12.31}{100 \times 18} = 0.068$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3)0.068} = 1.235$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.494$$



$$v = \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0068 \times 197.24 + 2.1} \right] = 0.508$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 140015.47}{1 + 0.508 \times 0.494}$$

$$I_{fv} = 123119.84 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{36.69 \times 10^2 \times 535^2}{10 \times 1081.886 \times 123119.84} = 0.78 \text{ cm}$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{535}{500} = 1.07 \text{ cm}$$

$$\overline{f} = 1.07 \text{ cm} > f = 0.78 \text{ cm}$$

III.10) Calcul de 2^{ème} volée de RDC :

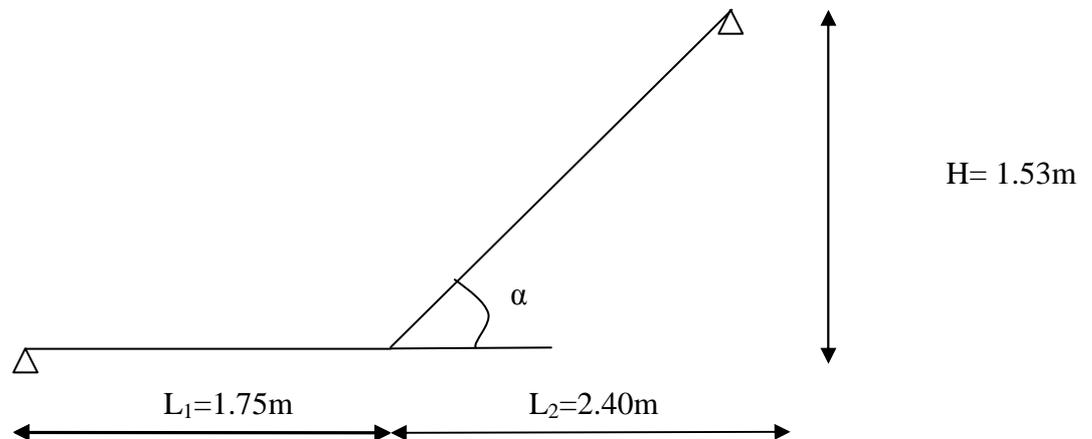


Fig. III.9 : schéma statique de la deuxième volée de RDC

a) marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : h=17cm.

b) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 2.40\text{m}$.

Alors : $n = 2.40/0.17 = 19$ contres marches.

On aura : 8marches.

c) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_2/n-1$.

On a : $L_1=1.75m$, $L_2=2.40m$

$$g = 240/8 = 30m \Rightarrow \text{on prend } g = 30cm.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64cm$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Pré -dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}.$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_2}{\text{cos } \alpha} = \frac{2.40}{\text{cos } 29.54^\circ} = 2.76m = 276cm.$$

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

$$D'où \quad L = L' + L_1 = 276 + 175 = 451cm$$

$$\frac{451}{30} \leq e_p \leq \frac{451}{20} \Rightarrow 15.03cm \leq e_p \leq 22.55cm$$

Soit $e_p=20cm$

III.10.1) ferrailage à l'ELU :

Puisque l'épaisseur e_p est constant, on opte le même ferrailage que la 1ère volée, qui vérifie tous les conditions à l'ELU qu'on a déjà fait avant.

- ❖ **En travée :**

- **Les armatures principales :**

$$A_t = 8HA14 = 12.31cm^2$$

Avec un espacement $st = 15cm$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = 5HA8 = 2.51cm^2$$

Avec un espacement $st = 20cm$

- ❖ **Aux appuis :**

- **Les armatures principales :**

$$A_t = 5HA10 = 3.92cm^2$$

Avec un espacement $st = 20cm$

- **Les armatures de répartition :**

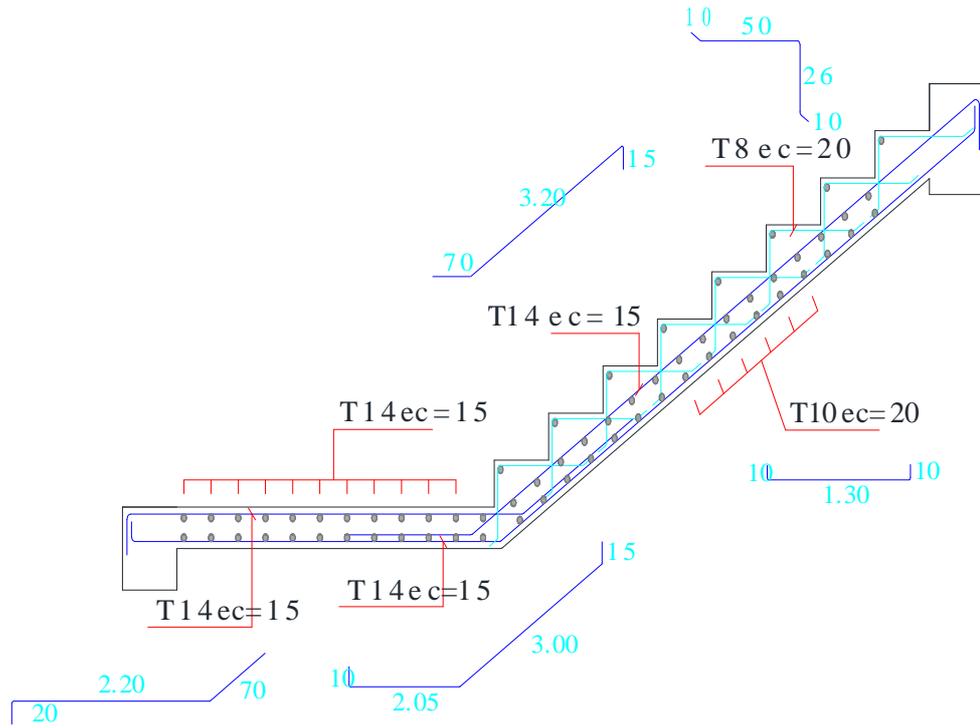
$$A_r = 5HA8/ml = 2.51cm^2$$

Avec un espacement $st = 20cm$

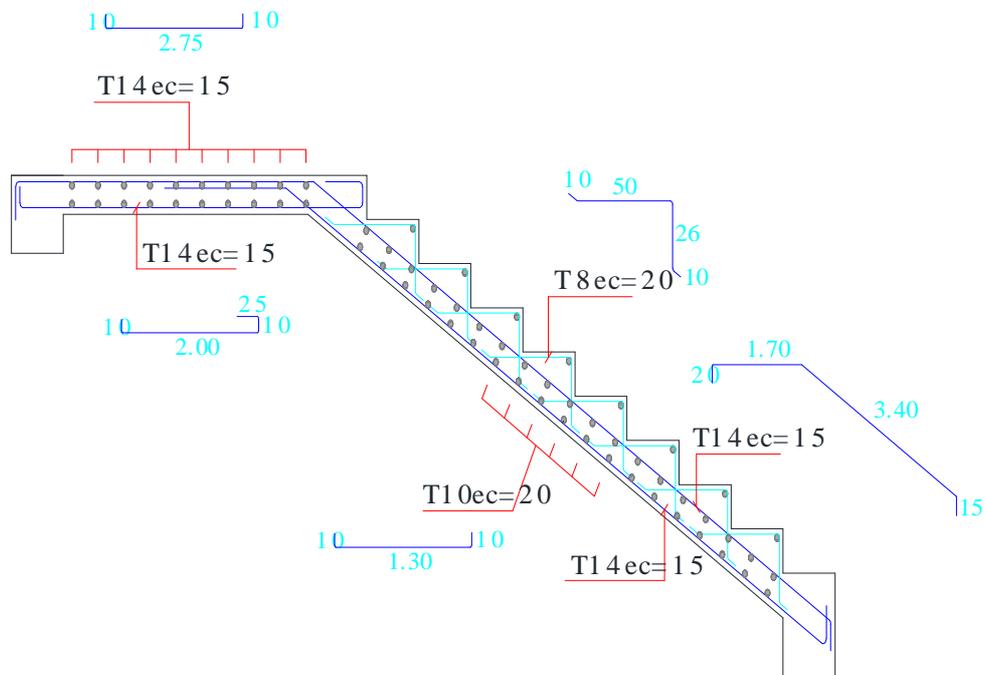
III.10.2) Vérification à l'ELS :

La contrainte de compression dans le béton est déjà vérifiée, puisqu'on adopte le même ferrailage que le premier volet

La flèche est vérifiée sur le premier volet, par conséquent, elle sera évidemment vérifiée pour la deuxième volée qui a une longueur linéaire plus petite que le premier.



FigureIII-9 : Ferrailage de l'escalier de RDC (2ème volet)



FigureIII-10 : Ferrailage de l'escalier d'étage courant

Poutre palière**III.1) Introduction :**

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 encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.25m.

III.2) pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.67\text{cm} \leq h_t \leq 32.5\text{cm}.$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

III.3) Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875\text{KN/ml}$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2.81 \times 1\text{ml} = 2.81\text{KN/ml}$.

$G = G_{\text{mur}} + G_p = (2.81 + 1.875) = 4.685\text{KN/ml}$.

La réaction de palier :

ELU: $R_u = 38.56\text{KN}$

ELS: $R_s = 27.83\text{KN}$

III.4) Calcul à L'ELU :**a) Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 4.685 + 38.56 = 44.88\text{KN/ml}.$$

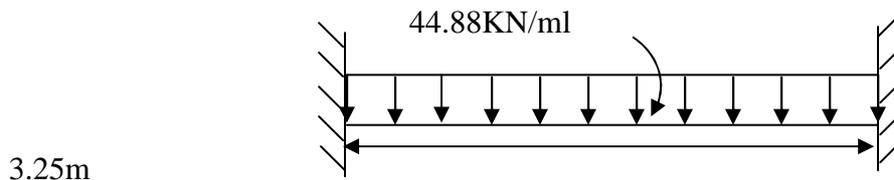


Figure III.1 : Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{44.88 \times 3.25^2}{8} = 59.25\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\text{max}} = \frac{q_u L}{2} = \frac{44.88 \times 3.25}{2} = 72.93\text{KN}.$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -17.77\text{KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 50.36\text{KN.m}$$

b) Diagramme de M et T :

44.88 KN/ml

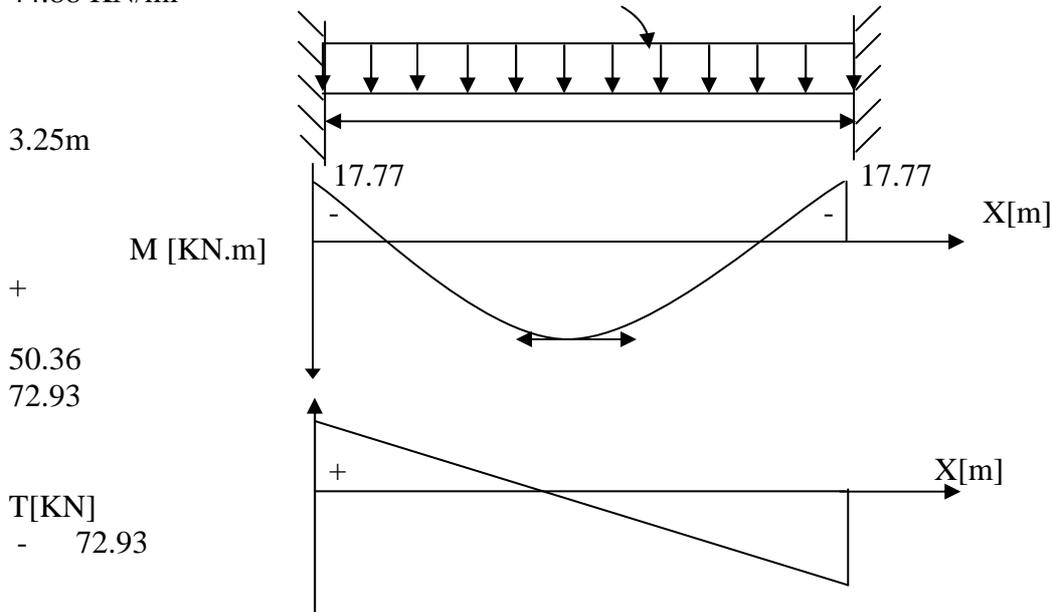


Fig. III.2- Diagramme des efforts internes

III.5) Ferrailage :

- **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{50.36 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.180$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.2 \Rightarrow \beta = 0.900$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50.36 \times 10^3}{0.900 \times 28 \times 348} = 5.74 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis :**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{17.77 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$u_b = 0.064 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.77 \times 10^3}{0.967 \times 28 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.6) Vérifications :

III.6.1) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{cm}^2$$

$A_t = 5.74 \text{cm}^2 > 0.84 \text{cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

$A_a = 1.88 > 0.84 \text{cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

III.6.2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{72.93 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.042 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.3) Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 (6 \times 12) = 226.08 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{72.93 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 226.08} = 1.28 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

III.6.4) Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{mm} = 42.328 \text{cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 50 \text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

III.6.5) les armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

a) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min (12, 25, 8.57) \text{mm}$$

$\varphi_t = 8 \text{mm} < 8.57 \text{mm} \rightarrow$ condition vérifiée

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \varphi, 30 \right) = \min \left(\frac{30}{4}, 12 \times 12, 30 \right) = 7.5 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{cm}$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm, Soit : } S_t = 15 \text{cm.}$$

III.7) Etat limite de service L'ELS :

a) Calcul des moments et de l'effort tranchant

$$q_s = G + R_s = 4.685 + 27.83 = 32.515 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{32.515 \times (3.25)^2}{8} = 42.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{32.515 \times 3.25}{2} = 52.83 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -12.88 \text{ KN.m} \quad M_{st} = (0.85) \times M_{os} = 36.49 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme de M et T :

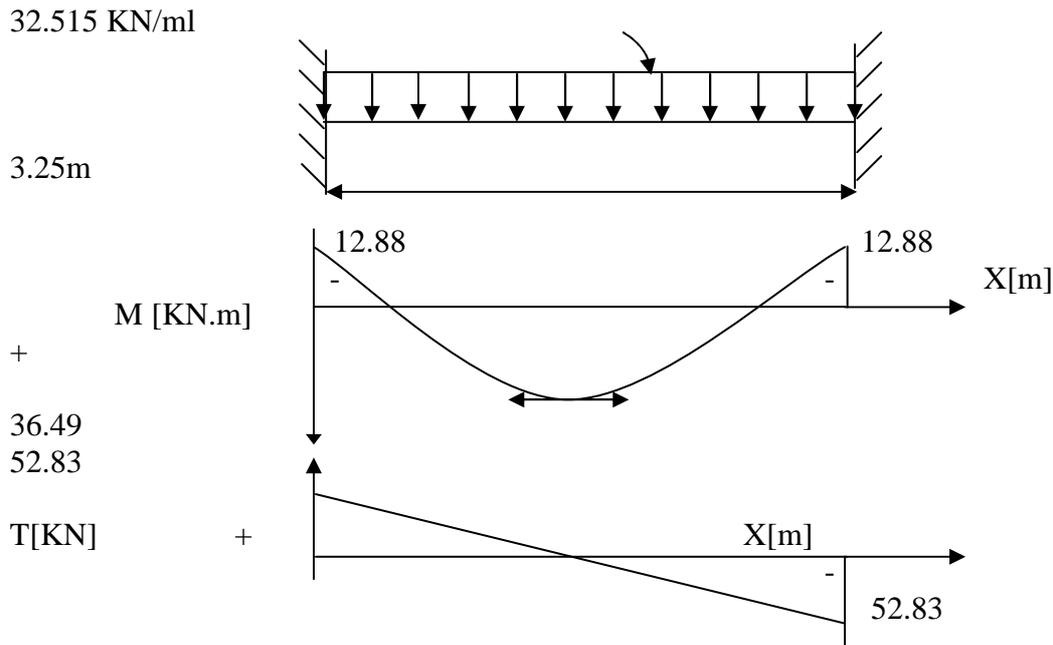


Fig. III.3- Diagramme des efforts internes

III.8) Vérification des contraintes:

III.8.1) Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.88}{25 \times 28} = 0.268 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 45.98 \\ \beta_1 = 0.918 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12.88 \times 10^6}{0.918 \times 280 \times 1.88 \times 10^2} = 266.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\alpha_1 = 0.246 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.246}{15(1-0.246)} = 0.0217$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0217 \times 266.53 = 5.78 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.74}{25 \times 28} = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 23.565 \\ \beta_1 = 0.8705 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{36.49 \times 10^3}{0.8705 \times 28 \times 5.74} = 260.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\alpha_1 = 0.3885 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.3885}{15(1-0.3885)} = 0.0423$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0423 \times 260.81 = 11.05 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.9) Vérification de la flèche :

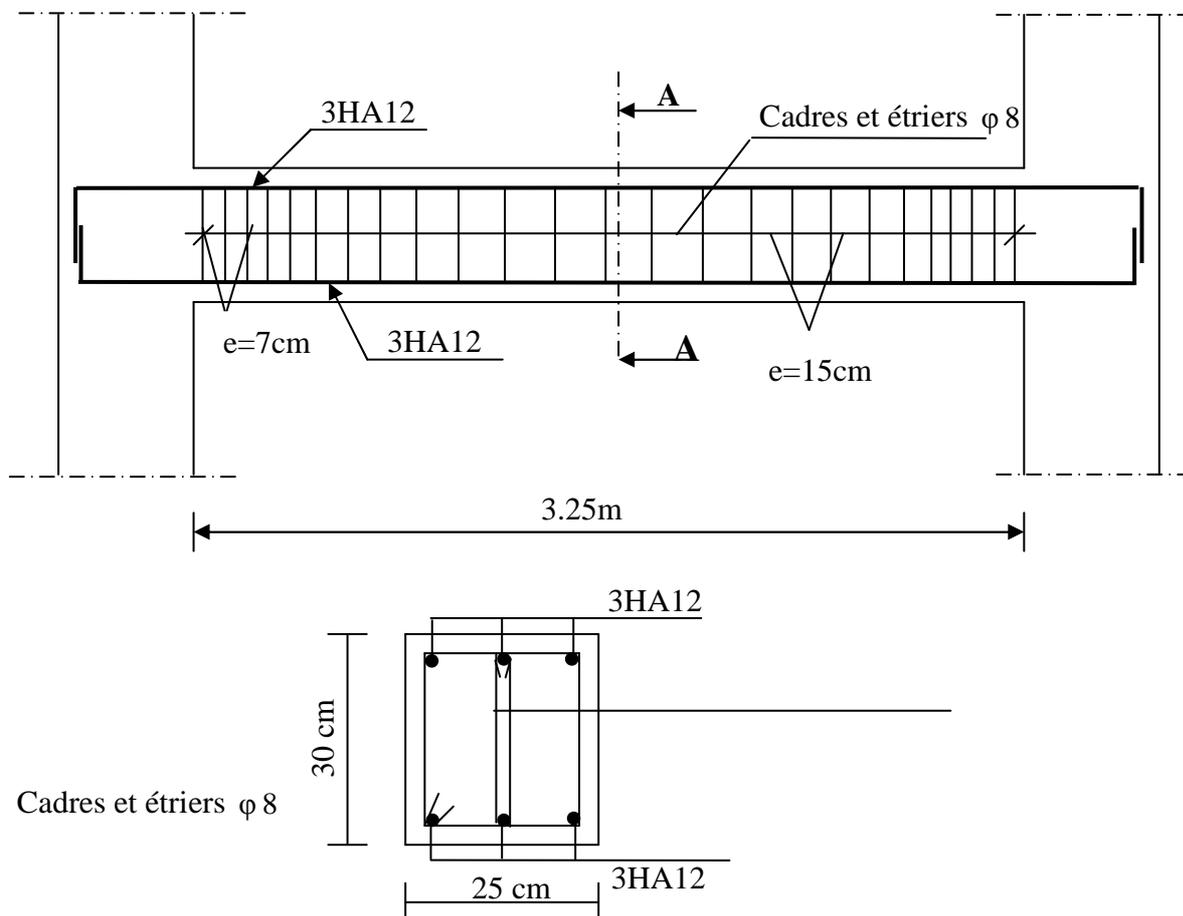
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{19.907}{10(23.42)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.74}{25 \times 28} = 0.0082 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.



III.5.1- Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

✓ **Hauteur h_t :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$ Avec :

L_{max} : Portée maximale entre axes d'appuis.

$L_{max} = 360cm$

$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10}$

$24.67 \leq h_t \leq 37$

En suppose les conditions du R.P.A 2003 (Art.7.5.1) $h_t \geq 25cm$.

On choisit une hauteur $h = 25cm$

✓ **Largeur b** $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14cm \leq b \leq 24.5cm$

Selon le R.P.A2003 $\rightarrow b \geq 25cm \Rightarrow$ Soit $b = 25cm$.

✓ **Vérification des exigences du R.P.A :** (Art.7.4.1)

$h = 25cm$ vérifie selon le R.P.A(2003)

$b = 25cm > 20cm \rightarrow$ Vérifie

$\frac{h}{b} = \frac{25}{25} = 1 \leq 4 \rightarrow$ Vérifie

III.5.2-Charge revenant à la poutre :

Le poids propre de la poutre :..... $0,25 \times 0,25 \times 25 = 1.562$ KN/ml.

Le poids propre du mur extérieur :..... $2,81 (3,06 - 0,25) = 7.896$ KN/ml.

Le poids propre du plancher..... $5,46 \times (0.65/2) = 1,774$ KN/ml.

G = 11,232KN/ml

Q = $1.5 \times (0.65/2) = 0.487$ KN/ml

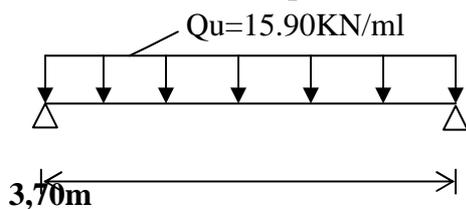
Q = 0.487KN/ml

III.5.3-Combinaisons de charges :

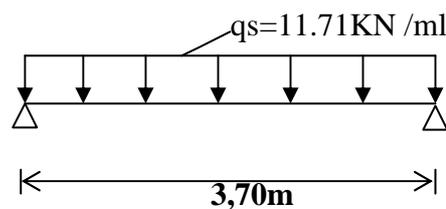
E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11.232 + 1.5 \times 0.487 = 15.90$ KN /ml

E.L.S : $q_s = 11.232 + 0.487 = 11.71$ KN/ml

✓ **Schéma statique de calcul :**



E.L.U



E.L.S

III.5. 4- Ferrailage :

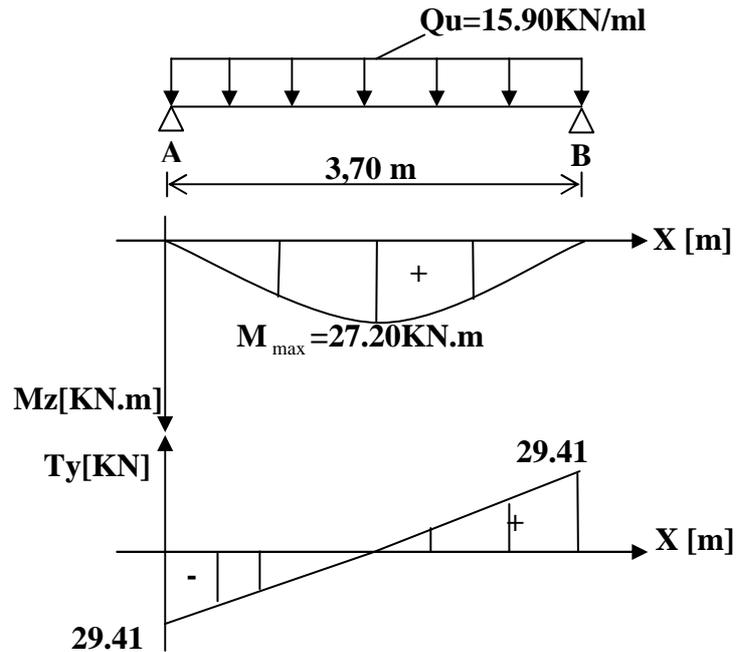
a)- Calcul des efforts :

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = 29.41 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$M_{\max} = \frac{qul^2}{8} = 27.20 \text{ KN.m}$$



Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85M_{max} en travées

0,30M_{max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

✓ **A l'ELU :** $M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 27.20 = 23.12 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 27.20 = -8.16 \text{ KN.m}$

✓ **A l'ELS :** $M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 20.04 = 17.03 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 20.04 = -6.01 \text{ KN.m}$

➤ **Efforts tranchants :**

✓ **A l'ELU :** $T_A = \frac{qul}{2} = 29.41 \text{ KN}$.

$T_B = -T_A = -29.41 \text{ KN}$.

✓ **A l'ELS :** $T_A = \frac{qsl}{2} = 21.66 \text{ KN}$.

$T_B = -T_A = -21.66 \text{ KN}$

b)- Calcul des armatures :

Soit un enrobage $c = 2 \text{ cm}$ $d = 23 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Zone	M_u [KN.m]	μ	β	A_s [cm ²]	$A_{adoptée}$ [cm ²]
Aux appuis	8.16	0,0434	0,9785	1.04	3HA8 = 1,51
En travée	23.12	0,123	0,9345	3.09	3HA12 = 3,39

III.5.5- Vérification à l'E.L.U :

a)- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,70 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,70 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

b)- Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29.41 \times 10^3}{250 \times 230} = 0.511 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$U_i : \text{périmètre utile} \Rightarrow \sum U_i = 3\pi 8 = 75,38 \text{ mm} \quad T_u = 29.41 \text{ kN}; \quad d = 23 \text{ cm.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} \text{ Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour acier H.A}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.41 \times 1000}{0.9 \times 230 \times 75.38}$$

$$\tau_{se} = 1.88 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c)- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

Ancrage des barres

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

d)- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

✓ Dans le béton :

$$T_u \leq 0.267abf_{c28} \quad \text{avec } a = 0.9d = 0.9 \times 23 = 20.7 \text{ cm}$$

$$T_u \leq 0,267 \times 207 \times 250 \times 25 \quad T_u = 29.41 \text{ KN} < 345.43 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{40} \left(29.41 - \frac{8.16 \times 10^2}{0.9 \times 23} \right) = 0.84$$

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

e)- Armatures transversales : [BAEL91-Art.A.7.2.2]

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{250}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = 7.15 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi^2 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

f)- Ecartement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = 20.7 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3.39 \times 40}{25 \times 15} = 3.61 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g)-Vérification selon le RPA (2003) :

D'après le RPA2003, l'espacement est donné selon deux zones :

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi l; 30 \right\} = 6.25 \text{ cm} ; \quad \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm.}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{2} \right\} = 12.5 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA (2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 1.51 > A_t^{\min} = 0,525 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3HA8

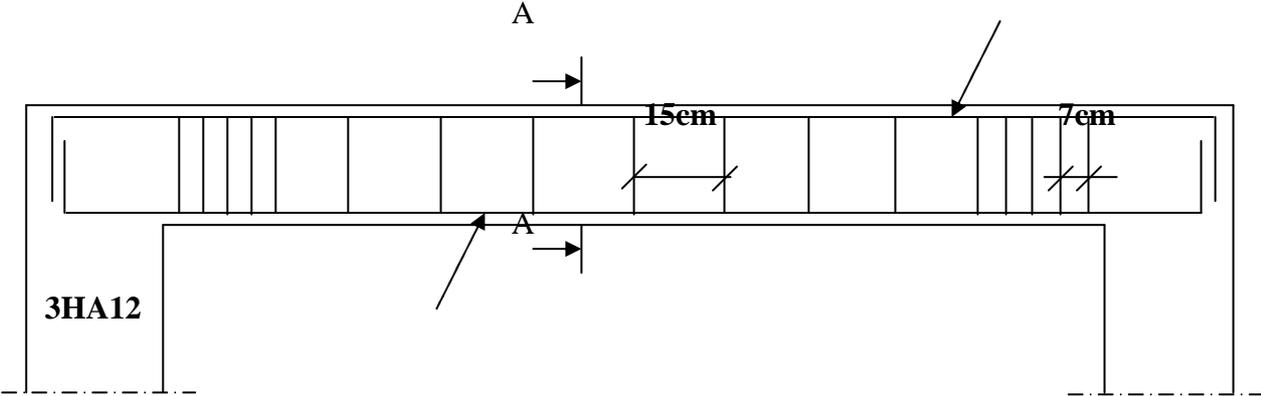
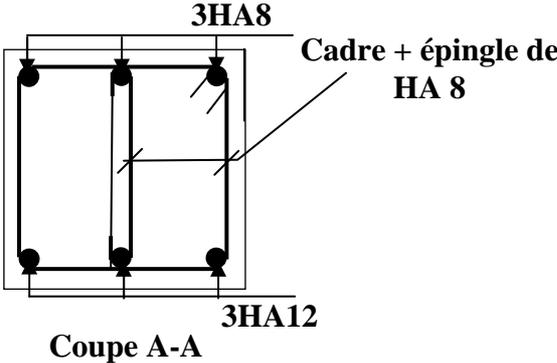


Figure III.5 : Ferrailage de la poutre de chaînage



Dalle de la salle machine

III.1.Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, de surface égale à $(1.40 \cdot 1.75 = 2.45m^2)$. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

v : Coefficient de Poisson

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants $\rho = \frac{Lx}{Ly}, \frac{U}{Lx}, \frac{V}{Ly}$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

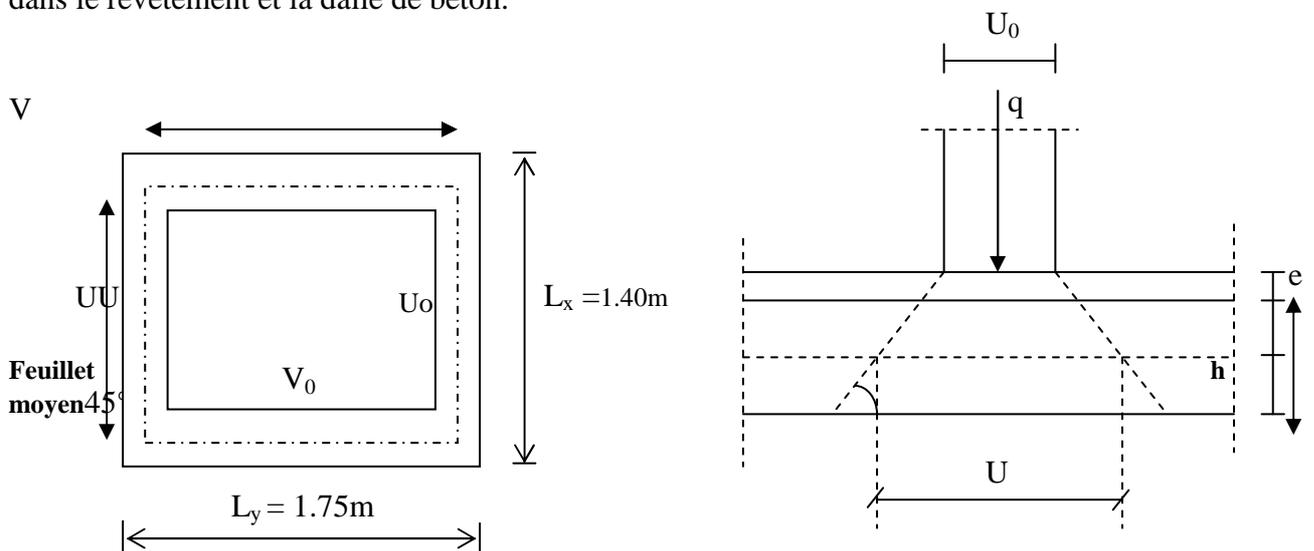


Figure III.1 : Schéma de la salle machine

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :

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

e , épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80$ cm).

D'où: $u = 80 + 2 \cdot 5 + 15 = 105$ cm.

$v = 80 + 2 \cdot 5 + 15 = 105$ cm.

III.2. Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{175} = 0.8 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0.75 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{175} = 0.6 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :

$$M_1 = 0.078$$

$$M_2 = 0.053$$

- **Calcul des moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :**

$$\text{A l'ELU : } V = 0 \Rightarrow M_{x1} = q_u M_1$$

$$M_{x2} = q_u M_2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } M_{0x1} = 121.5 \times 0.1 = 12.15 \text{ N.m}$$

$$M_{0y1} = 121.5 \times 0.083 = 10.084 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{0x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{0y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\mu_x = 0.0565.$$

$$\mu_y = 0.595$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1 \text{ m} = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{d'où : } M_{0x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.891 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y2} = \mu_y M_{x2} = 0.530 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_{0x} = M_{0x1} + M_{0x2} = 12.15 + 0.891 = 13.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0y1} + M_{0y2} = 10.084 + 0.530 = 10.61 \text{ KN.m.}$$

Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{0x} = 11.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{0y} = 9.02 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -3.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -3.18 \text{ KN.m}$$

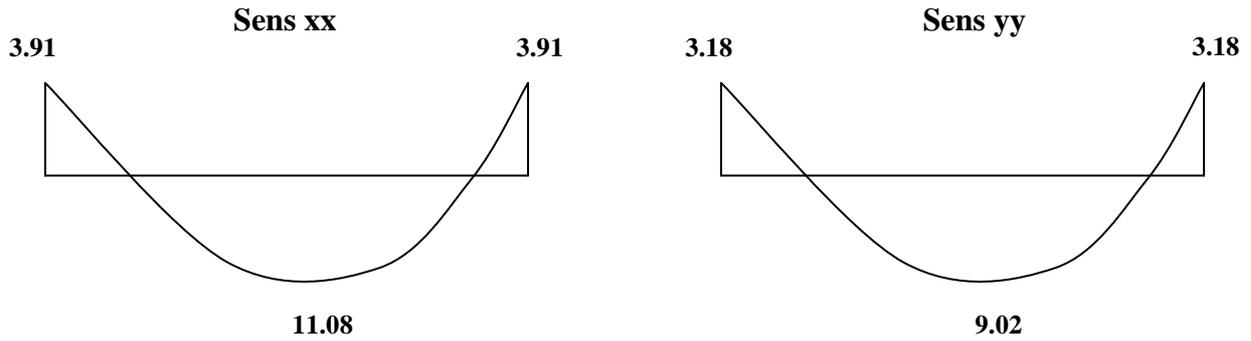


Figure III.2 : Les moments dans les 02sens

Calcul de la section d'armature :**III.1. Sens x-x :**• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{x't}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.08 \cdot 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.046$$

On a : $\mu_b = 0.046 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.046 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_{x't}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{11.08 \times 10^2}{0.976 \times 13 \times 34.8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.91 \cdot 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.016$$

On a : $\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.91 \times 10^2}{0.992 \times 13 \times 34.8} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.1. Sens y-y :• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.02 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.038$$

On a : $\mu_b = 0.038 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_{yt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{9.02 \times 10^2}{0.981 \times 13 \times 34.8} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.18 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.013$$

On a : $\mu_b = 0.013 < \mu_t = 0.392$

$$\mu_b = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.18 \times 10^2}{0.9935 \times 13 \times 34.8} = 0.707 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III. Vérification à l'ELU :

III.1. Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.2. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à l_x : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Armatures // à l_y : $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$.

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

III.3. Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.8)}{2} \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

III.4. Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec

U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}.$$

$$121.5 \leq 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.5. Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7\text{KN/m}^2 = 0.29\text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}.$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

III. calcul a l'ELS :**III.1. Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s(M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec : $q_s = G = 90\text{ KN}$.

$$v = 0.2.$$

$$\text{Donc : } M_{ox1} = q_s(M_1 + v M_2) = 90 (0.078 + 0.2 \times 0.053) = 7.974\text{KN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.053 + 0.2 \times 0.078) = 6.174\text{KN.m}$$

III.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85\text{ KN/ml}.$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0565 \times 5.85 (1.40)^2 = 0.647\text{KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.595 \times 0.647 = 0.384\text{KN.m}.$$

III.3. Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 7.974 + 0.647 = 8.621\text{KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 6.174 + 0.384 = 6.558\text{KN.m}.$$

- Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{0x} = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{0y} = 5.57 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -2.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -1.96 \text{ KN.m}$$

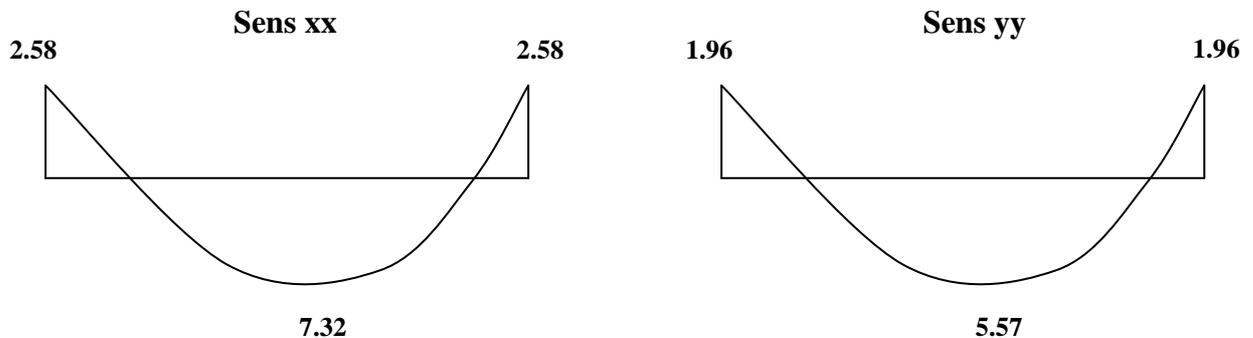


Figure III.3 : Les moments dans les 02 sens

III. Vérification à L'ELS :

III.1. Contrainte de compression dans le béton :

III.1.1. Sens x-x :

- **Aux appuis :** $M_a = 2.58 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta_1 = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.58 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 105.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 105.48 = 1.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :** $M_t = 7.32 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.32 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 194.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 194.70 = 3.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.2. Sens v-v :

- **Aux appuis :** $M_a = 1.96 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta_1 = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.96 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 80.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 80.138 = 1.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :** $M_t = 5.57 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

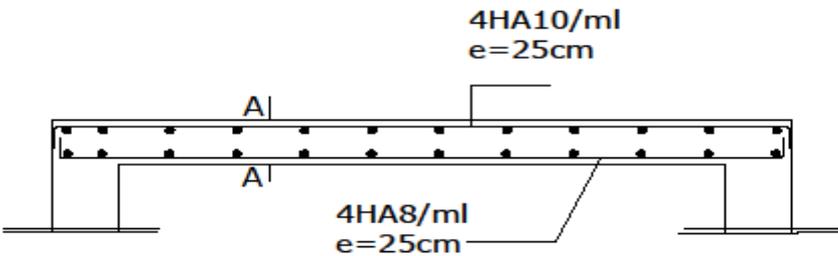
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{5.57 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 148.15 \text{ MPa}$$

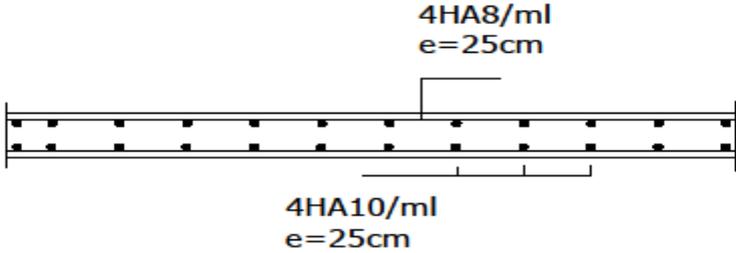
$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 148.15 = 2.96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.



COUPE A-A



FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE

Chapitre IV

*Modélisation de la structure et
présentation de logiciel*

IV-Présentation de l'ETABS :**IV-1) Description du logiciel ETABS :**

ETABS 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 (Eurocode, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul.

Rappel:(terminologie)

Gridline: ligne de grille
Joints: nœuds

Frame: portique (cadre)

Shell : voile

Elément: élément

Restraints: degré de liberté (D.D.L)

Loads: charge

Uniformed loads: point d'application de la charge

Define: définir

Materials : matériaux

Concrete: béton

Steel: acier

Frame section: coffrage

Column: poteau

Beam : poutre

IV-2) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

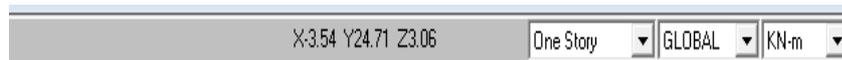


IV-3) Etapes de modélisation:**IV-3.1) Première étape :**

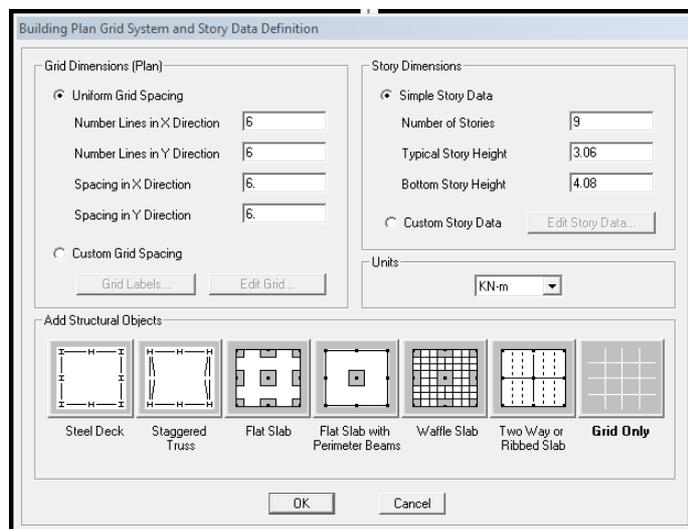
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités:

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

**b) Géométrie de base:**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire:



Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portiques suivant y-y.

Le nombre d'étages.

Après validation de l'exemple on a deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans: **X-Y, X-Z, Y-Z**.

c) Modification de la géométrie de base:

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.

- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Data.

Suivant x: 3.70 ; 3.70 ; 3.25 ; 3.70 ; 3.70

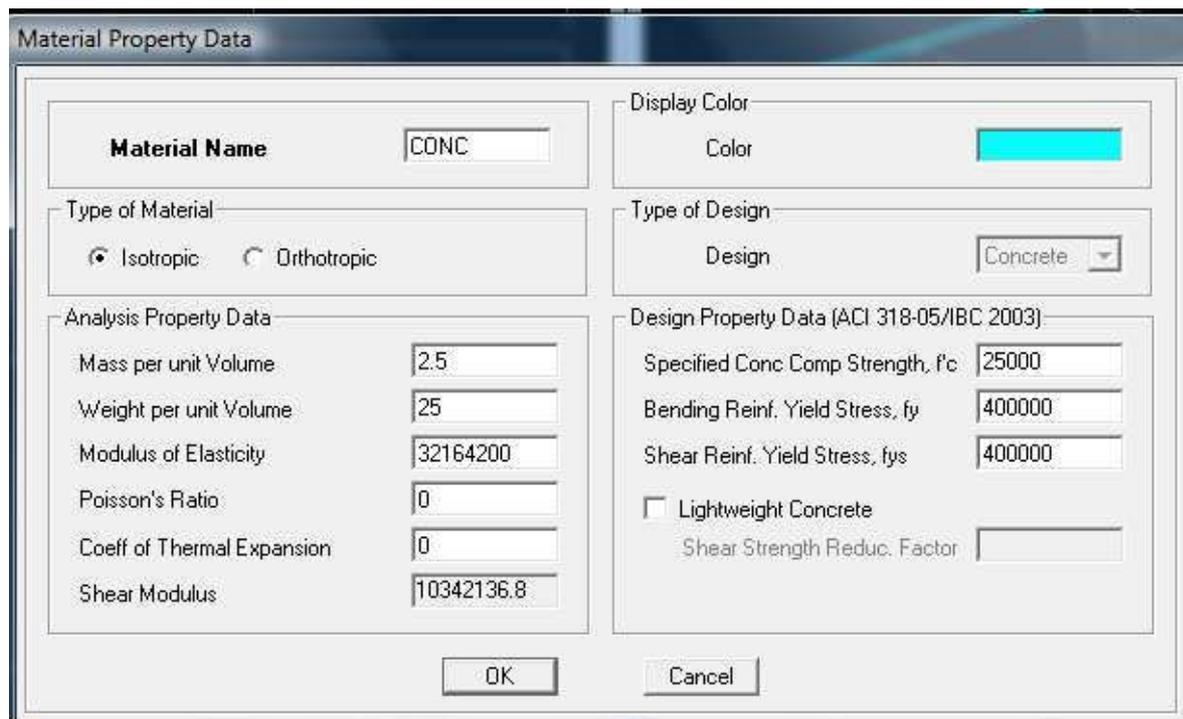
Suivant y: 4.45 ; 4.50 ; 4.45 ; 4.15

Suivant z: 4.08 ; 8.16 ; 11.22 ; 14.28 ; 17.34 ; 20.40 ; 23.46 ; 26.52

IV-3.2)Deuxièmeétape:

Ladeuxièmeétapeconsisteàladéfinitiondes**propriétésmécaniques**desmatériaux enl'occurrence, l'acieret lebéton.

Oncliquesur**Define**puis**Materialproprietes**, onselectionne lematériau**CONC**et onclique- sur**Modify/ShowMaterial**, etonapportelesmodificationsinscritesdansla figuresuivante:

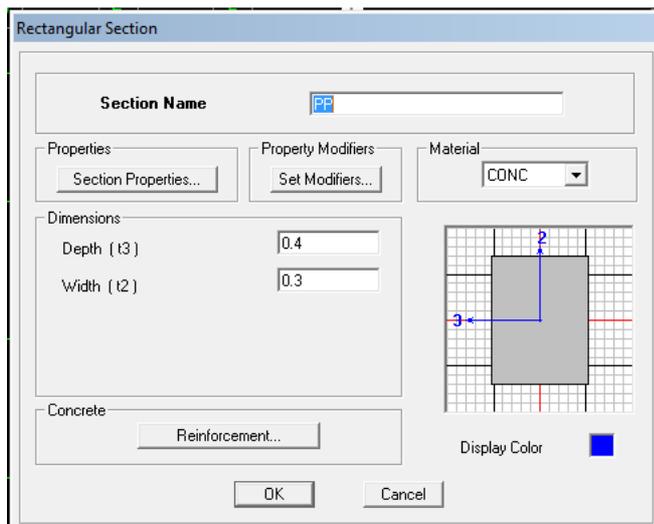
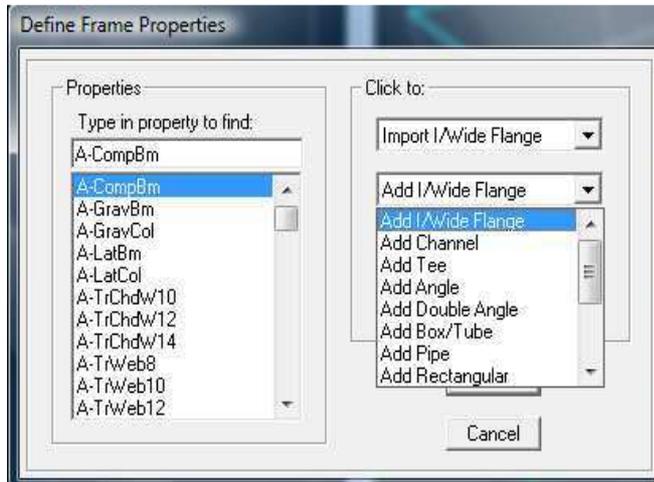


IV-3.3) Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...)

On commence d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante:

On choisit le menu **Define puis Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de section et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



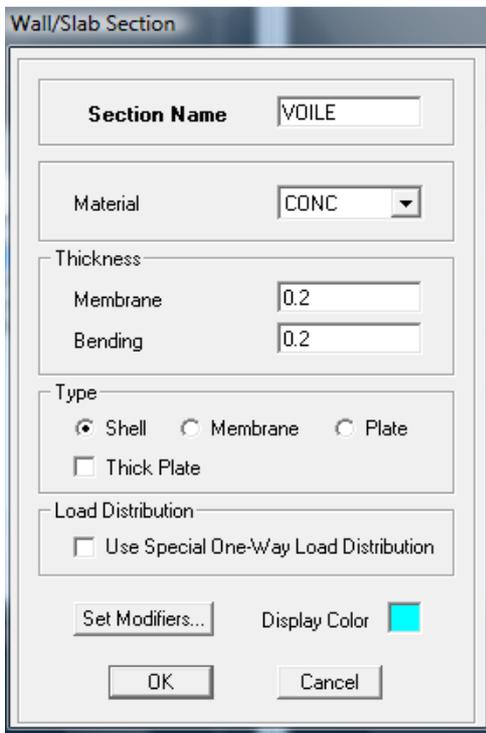
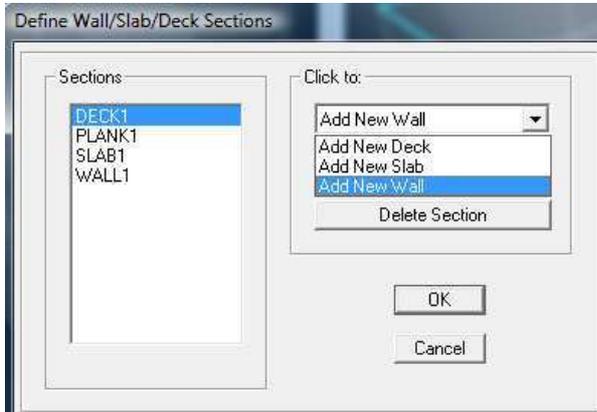
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

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

On procédera de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), on va passer aux éléments **splaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie l'épaisseur.



IV-3.4) Quatrième étape:

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (Get O):

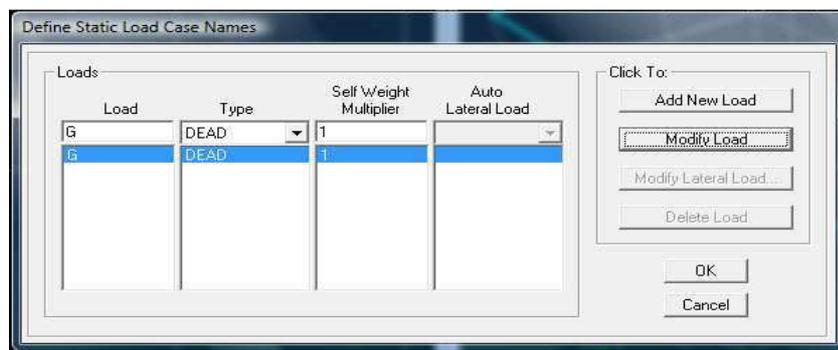
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir cliquer sur: **Define** → **staticLoadcases.** →

Charges permanentes:

LoadName (Nom de la charge): G

Type: Dead (permanente)

Selfweightmultiplier (coefficient interne de poids propre): 1

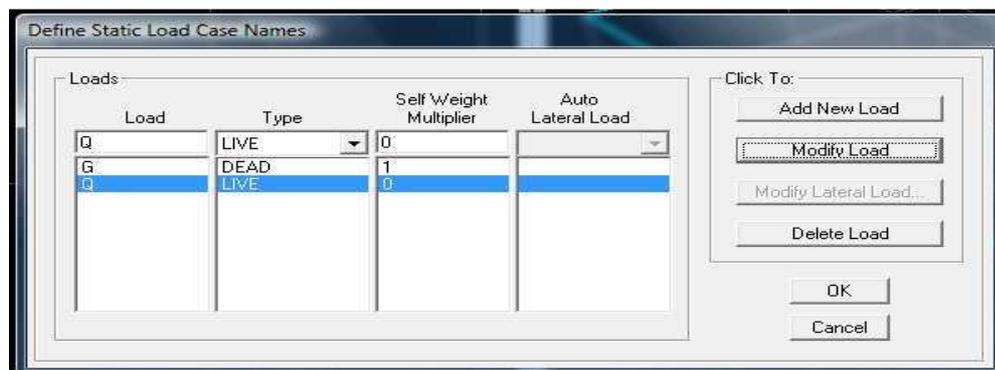


Surcharges d'exploitation:

LoadName (Nom de la charge): Q

Type: LIVE (exploitation)

Selfweightmultiplier (coefficient interne poids propre): 0



2) Chargedynamique(E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduit un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale 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 .

-Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants)

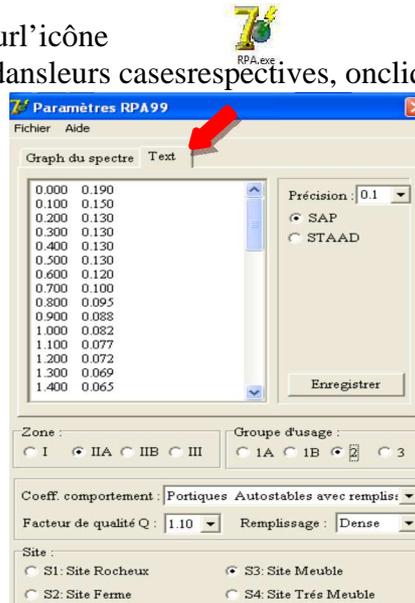
Coefficient de comportement : Portiques auto stable avec remplissage: Dense

Site : S3

Facteur de qualité : $Q=1+\sum P=1.15$

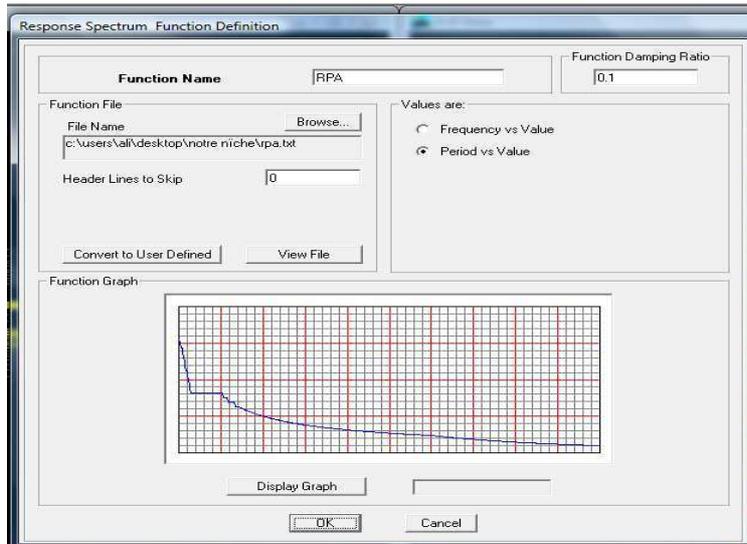
- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



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

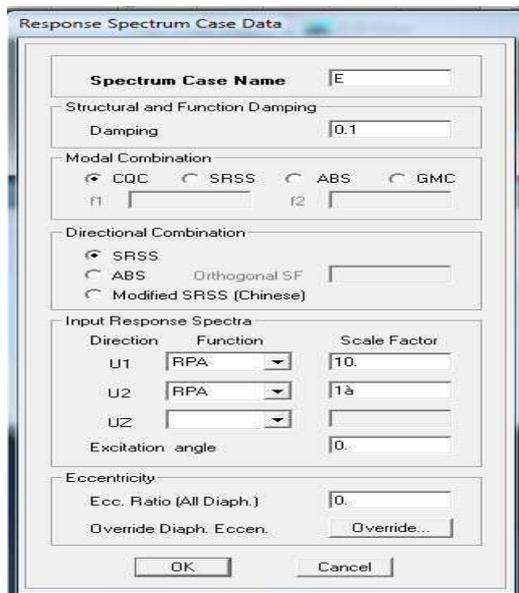
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



FunctionName (nomduspectre): **RPA.**

Lespectreétantintroduit, on va passeràlaprochaine étapequiconsisteàla définitiondu chargementE (séisme), pourcelaoncliquesur:

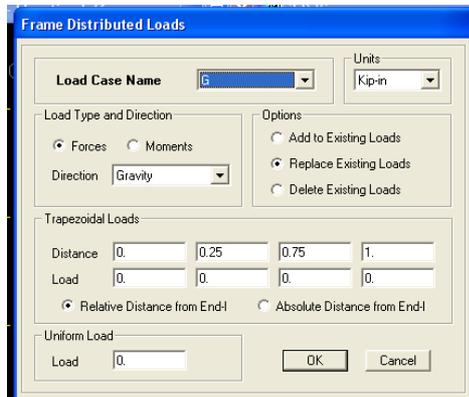
Define → **Reponsesspectrumcases** → **Add NewSpectrum**



Danslapartie**Inputresponsespectra**,on vaIntroduirelespectre àprendre en comptedanslesdeux-directionsprincipales (U1et U2).

IV-3.5) 5^{ème} étape: chargement des poutres:

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign→ **Frame/line loads**→ **Distributed**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

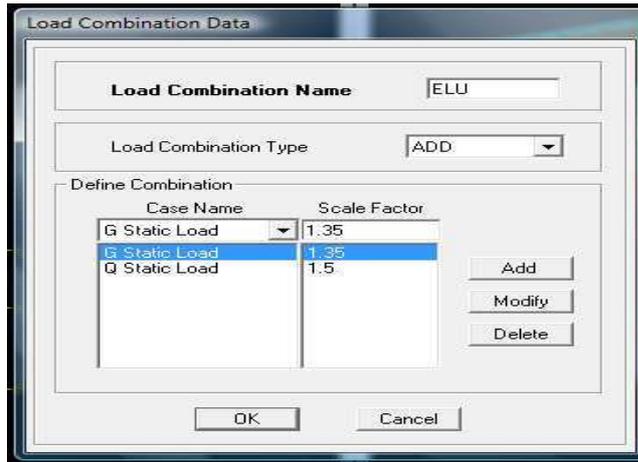
IV-3.6) 6^{ème} étape: Introduction des combinaisons d'actions.

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

Combinaisons aux états limites :**ELU:** 1.35G+1.5Q**ELS:** G+Q**Combinaisons accidentelles du RPA:****GOE:** G+Q±E**08GE:** 0.8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur:

Define→ **loadCombinations**→ **Add New Combo**



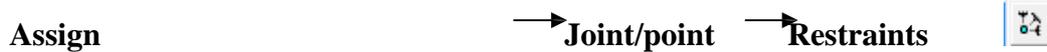
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV-3.7) 7^{ème} étape: Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

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

Appuis:

Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur:

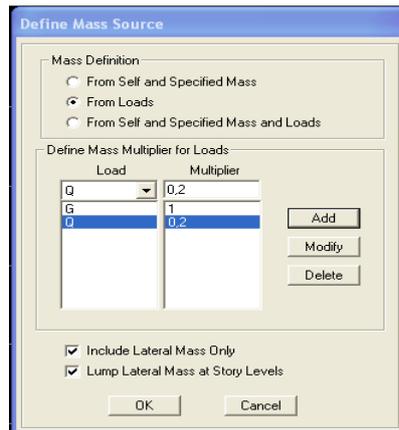


Masse-Source:

Define → Masse source

La masse des plans est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**.

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

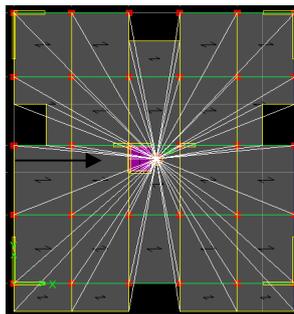
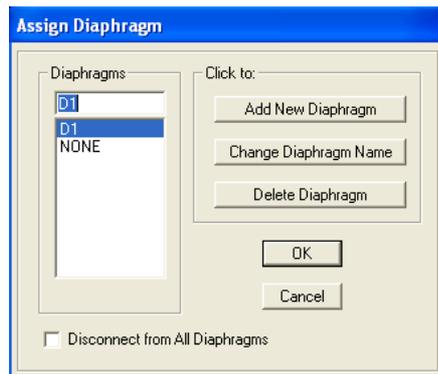


Diaphragme :

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 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 **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV-3.8) 8^{ème} étape: Analyse et visualisation des résultats.

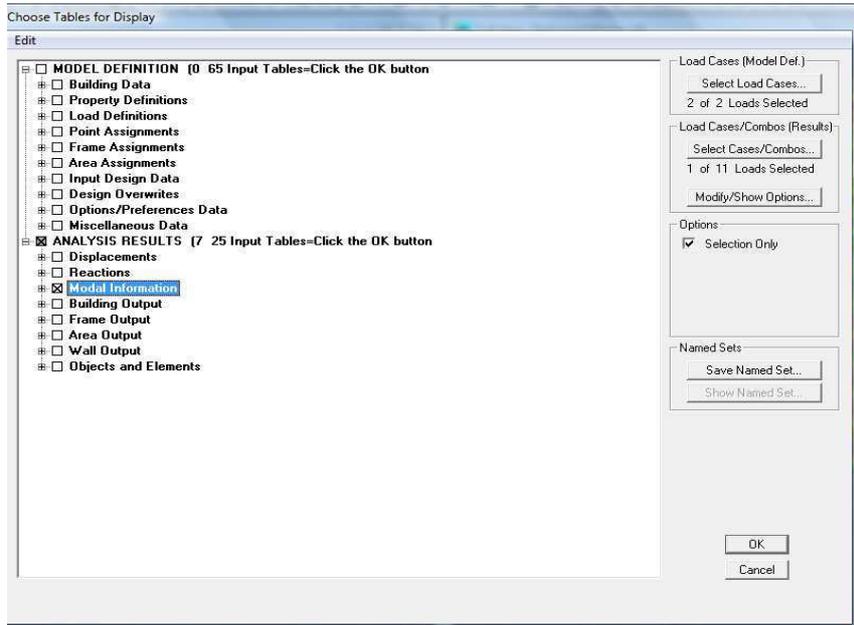
Lancement de l'analyse :

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

Visualisation des résultats:

Période et participation modale:

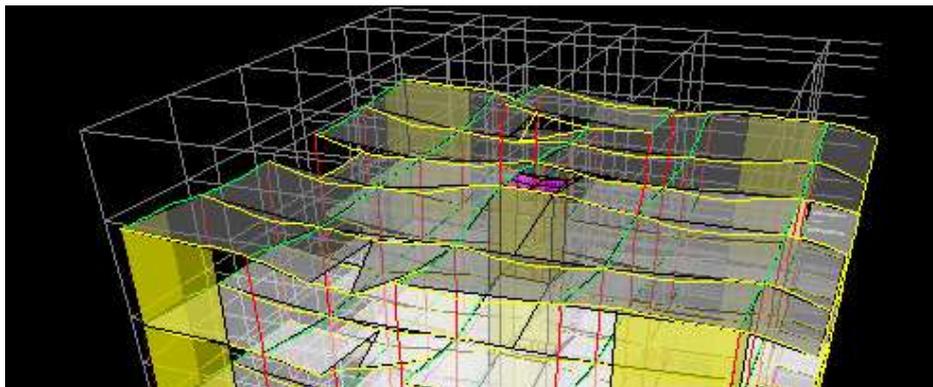
Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».



Déformée de la structure: On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**



et on sélectionne une combinaison d'action.



Diagrammes des efforts internes:

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



Efforts internes dans les éléments barres:

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur:

Display → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne «**Frame Forces**» (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux:

- Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles:

- Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Area Output** on clique sur «**Area forces and Stresses**» et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

- Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**».

- Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** :

La colonne U_x correspond à u_{sensxx} , et U_y à u_{sensyy} .

Effort tranchant et moments sismique à la base:

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

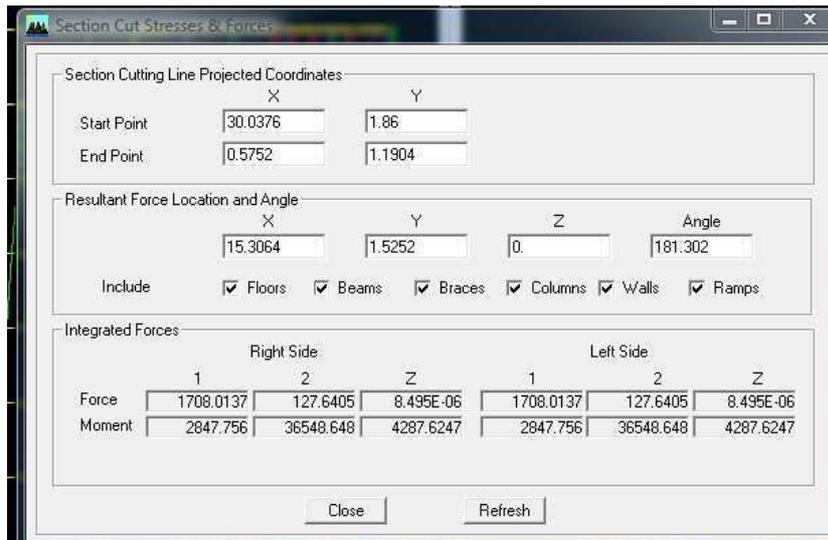
«**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit «**E**».

Effort tranchant de niveau:

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

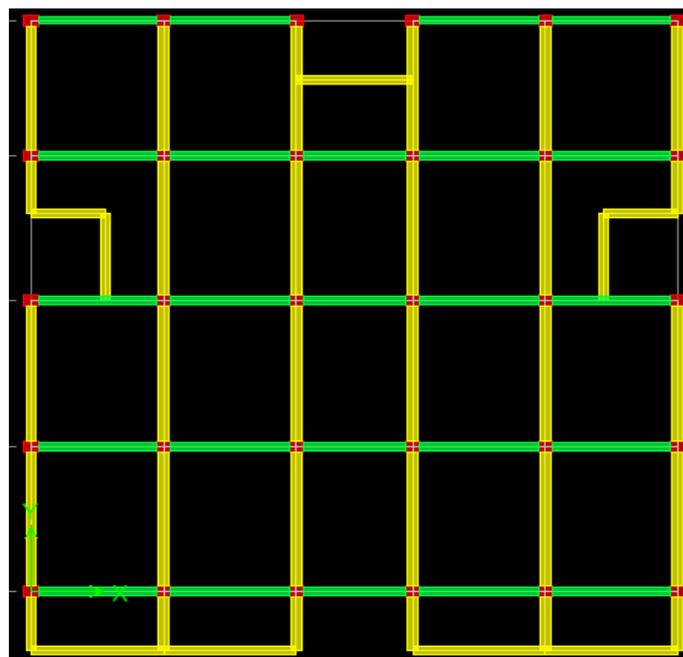
Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

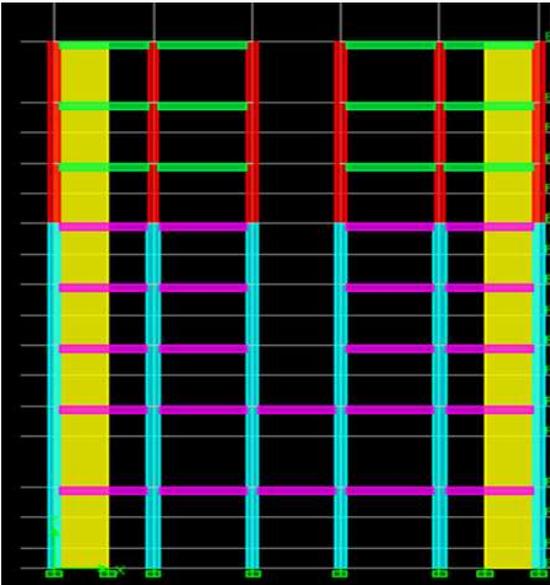


Remarque:

Endésélectionnant lacase **Shells** on aural' effortreprisparlesportiquesetondésélectionnant la case **Frames** on aural' effortreprisparlesvoile



FigureIV-1 : Vu en plan de la structure



FigureIV-2 : Vu en élévation de la structure

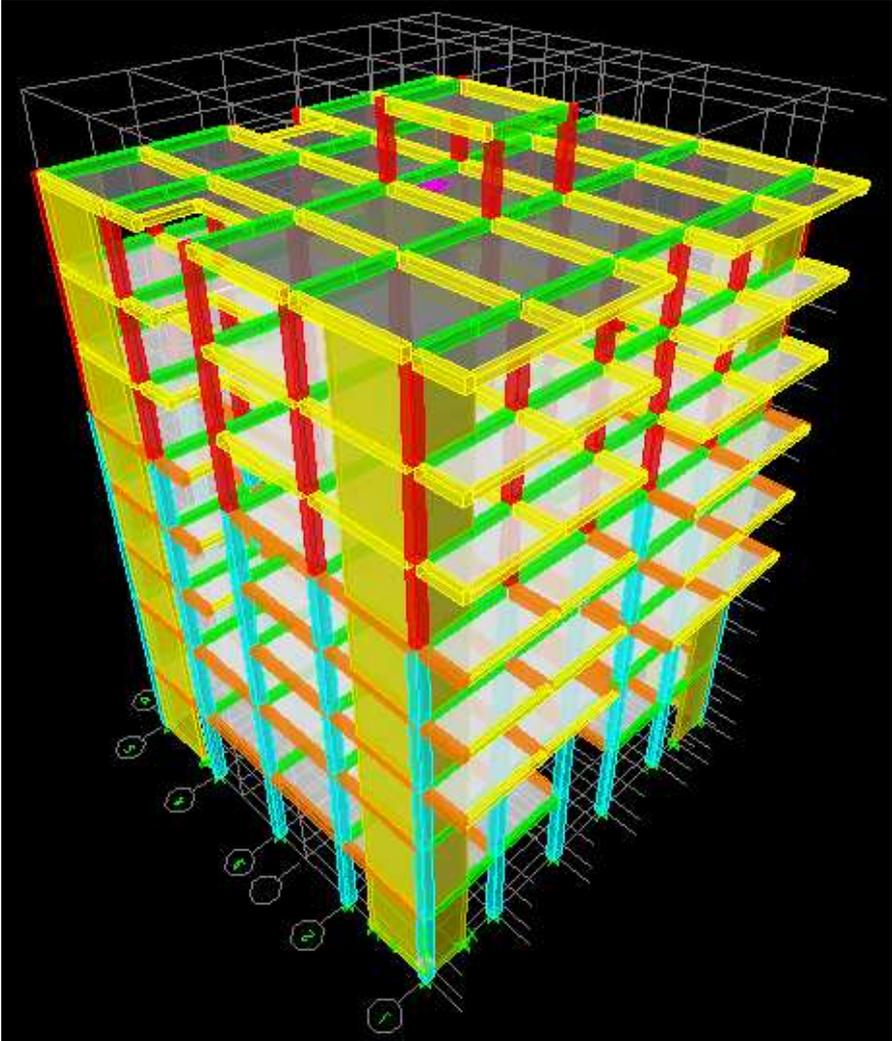


Figure IV-3 : vue en 3D de la structure

Chapitre V

Vérification des exigences de RPA

V-1- Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique Algérien exige des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification du déplacement de second ordre (l'effet P- Δ)

V-1-1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Art 4, 2,3) RPA99}$$

A = 0,15 coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 de RPA** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

R = 3.5 coefficient de comportement de la structure.

W = 26021.09KN (poids total de la structure).

D : (facteur d'amplification dynamique). Il dépend de :

- La catégorie du site.
- Le facteur de correction d'amortissement « η ».
- La période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \text{si } 0 \leq T < T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T < 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site, elle est donnée par le **tableau (4-7 RPA2003)**

La nature du sol : sol meuble de catégorie S3 (**Article 3.3.1 de RPA**).

$$\rightarrow T_2 = 0,50 \text{ s}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le **tableau 4-2 du (RPA99-V2003)**.

Dans notre cas on prend **ξ = 10 %**

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,764 > 0,7 \quad (\text{condition vérifiée})$$

La période donnée par l'ETABS est:

$$T_{\text{etabs}} = T_{\text{analytique}} = 0.791 \text{ s}$$

La période donnée par la formule:

$$T_{\text{empirique}} = C_t (h_n)^{3/4}$$

Avec:

L: la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée à la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h=29.07\text{m}$

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4-6R.P.A99) $\rightarrow C_t=0.05$

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 (29.07)^{3/4}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.626\text{s}$$

Condition sur T	Période choisit
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Estimation de la période :

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$0.626 < 0.791 < 0.814\text{s}$$

D'où : $T=0.791\text{s}$ (période choisit)

$$T_2 \leq T < 3\text{s} \longrightarrow 0.50 \leq 0.791\text{s} < 3\text{s}$$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 (0,764) \left(\frac{0,50}{0,791} \right)^{2/3} = 1.41$$

Calcul de Q : Le facteur de qualité de la structure est 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 :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

1) Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Sens x-x : condition vérifiée

Sens y-y : condition non vérifiée

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x : $2.08+2.08/18.50 = 0.22 < 0.25 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $1.83+1.83/18 = 0.20 < 0.25 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

La régularité en plan est vérifiée $P_{1x} = 0$
 $P_{1y} = 0.05$

2) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.....**Condition vérifiée.**

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$W_{N4.08} = 26021.09 \text{ KN}$$

$$W_{N8.16} = 22654.63 \text{ KN}$$

La masse diminue progressivement sans chargement brusque.....**Condition vérifiée.**

La structure ne contient pas de décrochement en élévation

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

$$\text{Sens x-x : } \frac{3.70}{3.25} = 1.13 < 1.5$$

$$\text{Sens y-y : } \frac{4.50}{4.15} = 1.08 < 1.5$$

$$P_{x3} = P_{y3} = 0$$

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : **Condition vérifiée $P_{4x} = 0$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée. $P_{4y} = 0$**

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Conclusion : $Q_x = 1$ et $Q_y = 1.05$

Il faut s'assurer que : $V_{MMS} > (0,80 V_{MSE})$

$$V_x^{MSE} = \frac{A \times Q_x \times D}{R} \times W = \frac{(0,15)(1)(1,41)}{3.5} (26021.09) = 1572.42 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$0,8 V_x^{MSE} = 1257.93 \text{ KN}$$

$$V_y^{MSE} = \frac{A \times Q_y \times D}{R} \times W = \frac{(0,15)(1,41)(1,05)}{3.5} (26021.09) = 1651.04 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$0,8 V_y^{MSE} = 1320.83 \text{ KN}$$

D'où:

$$V_x^{ETABS} = 1567.13 \text{ KN} > 0,8 V_x = 1257.93 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

$V_y^{ETABS} = 1758.35 \text{ KN} > 0,8V_y = 1320.83 \text{ KN} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)

La résultante des forces sismiques à la base (V) obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V_{MSE}).

V-1-2) Vérification de l'excentricité RPA99/version 2003(Article 4.2.7):

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales 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.

a) Excentricité accidentelle :

$ex = 0.05 L_x = 0.05 \times 18.50 = 0.925 \text{ m}$

$ey = 0.05 L_y = 0.05 \times 18 = 0.9 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$ex = XCCM - XCR$

$ey = YCCM - YCR$

$ex = |XCCM - XCR| < ex = 0.05 L_x \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$ey = |YCCM - YCR| < ey = 0.05 L_y \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

ETAGE	centre de masse		centre de rigidité		excentricité théorique		excentricité accidentelle		vérification	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	EX	EY	EX	EY	EX	EY
SSOL	9.029	9.027	8.795	8.686	0.234	0.341	0.925	0.9	ok	ok
RDC	9.03	8.99	8.802	8.719	0.228	0.271	0.925	0.9	ok	ok
ET1	9.035	8.105	8.819	8.718	0.216	-0.613	0.925	0.9	ok	ok
ET2	9.035	8.105	8.833	8.703	0.202	-0.598	0.925	0.9	ok	ok
ET3	9.035	8.092	8.843	8.684	0.192	-0.592	0.925	0.9	ok	ok
ET4	9.035	8.079	8.85	8.668	0.185	-0.589	0.925	0.9	ok	ok
ET5	9.035	8.079	8.855	8.655	0.18	-0.576	0.925	0.9	ok	ok
ET6	9.018	7.854	8.858	8.647	0.16	-0.793	0.925	0.9	ok	ok
ET7	9.025	6.7	8.934	7.069	0.091	-0.369	0.925	0.9	ok	ok

Tableau V-1 : vérification de l'excentricité théorique et accidentelle

V-1.3) Vérification de la participation massique :

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme.

Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).

Conclusion

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 8.....condition vérifiée

Les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

1^{er} mode : translation suivant x

2^{ème} mode : translation suivant y
 3^{ème} mode : rotation autour de z

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.791482	75.6192	0.0174	75.6192	0.0174	0.3391
2	0.637767	0.0147	73.0796	75.6338	73.0970	0.0357
3	0.485367	0.2165	0.0371	75.8504	73.1341	72.7181
4	0.208175	13.7090	0.0126	89.5593	73.1467	0.0136
5	0.151698	0.0214	16.7062	89.5808	89.8529	0.0104
6	0.113357	0.1130	0.0121	89.6938	89.8650	16.8533
7	0.094680	2.2850	0.0155	91.9788	89.8805	0.1481
8	0.091747	0.1371	0.3851	92.1158	90.2657	0.0012

Tableau V-2 : participation massique modale

V-1.4) Justification vis-à-vis des déformations :

Déplacements relatifs:

D’après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal:

À chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R \times \delta_{ek}$ RPA 99 (Art 4.4.3) :

Avec :

δ_k : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l’effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e$ RPA 99 (art 5.10)

NIV	EX		EY		1% h_e
	$\delta K(m)$	$\Delta K(m)$	$\delta K(m)$	$\Delta K(m)$	
ET7	0.018305	0.001303	0.013863	0.000842	0.0255
ET6	0.017002	0.001908	0.013021	0.001735	0.0306
ET5	0.015094	0.002045	0.011286	0.001806	0.0306
ET4	0.013049	0.00223	0.00948	0.001847	0.0306
ET3	0.010819	0.002349	0.007633	0.001826	0.0306
ET2	0.00847	0.002398	0.005807	0.001759	0.0306
ET1	0.006072	0.002341	0.004048	0.001602	0.0306
RDC	0.003731	0.002578	0.002446	0.00169	0.0408
SSOL	0.001153	0.001153	0.000756	0.000756	0.0408

Tableau. V-3: Déplacements relatifs sous l’action Ex et Ey.

V-1.7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ(Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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 d'étage « k »

Sens xx :

NIV	P_k	Δ_k	$P_k \cdot \Delta_k$	V_k	H_k	$V_k \cdot H_k$	θ	condition
ET7	161.89	0.001303	0.21094267	28.85	2.55	73.5675	0.00286734	vérifiée
ET6	3622.77	0.001908	6.91224516	412.51	3.06	1262.2806	0.005476	vérifiée
ET5	6707.47	0.002045	13.7167762	695.42	3.06	2127.9852	0.0064459	vérifiée
ET4	9792.17	0.00223	21.8365391	928.81	3.06	2842.1586	0.00768308	vérifiée
ET3	12968.67	0.002349	30.4634058	1123.73	3.06	3438.6138	0.00885921	vérifiée
ET2	16145.17	0.002398	38.7161177	1287.49	3.06	3939.7194	0.00982713	vérifiée
ET1	19321.67	0.002341	45.2320295	1419.22	3.06	4342.8132	0.01041538	vérifiée
RDC	22654.63	0.002578	58.4036361	1516.27	4.08	6186.3816	0.00944068	vérifiée
SSOL	26021.09	0.001153	30.0023168	1567.13	4.08	6393.8904	0.00469234	vérifiée

Sens y-y :

	P_k	Δ_k	$P_k \cdot \Delta_k$	V_k	H_k	$V_k \cdot H_k$	θ	condition
ET7	161.89	0.000842	0.13631138	28.52	2.55	72.726	0.00187431	vérifiée
ET6	3622.77	0.001735	6.28550595	476.35	3.06	1457.631	0.00431214	vérifiée
ET5	6707.47	0.001806	12.1136908	802.6	3.06	2455.956	0.00493237	vérifiée
ET4	9792.17	0.001847	18.086138	1064.41	3.06	3257.0946	0.00555284	vérifiée
ET3	12968.67	0.001826	23.6807914	1281.52	3.06	3921.4512	0.00603878	vérifiée
ET2	16145.17	0.001759	28.399354	1459.31	3.06	4465.4886	0.00635974	vérifiée
ET1	19321.67	0.001602	30.9533153	1598.07	3.06	4890.0942	0.0063298	vérifiée
RDC	22654.63	0.00169	38.2863247	1700.94	4.08	6939.8352	0.00551689	vérifiée
SSOL	26021.09	0.000756	19.671944	1758.35	4.08	7174.068	0.00274209	vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de l'effet P-Δ

Conclusion:

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

V-1-8) Type de contreventement :

✓ **Détermination du facteur de comportement de la structure « R » :**

✓ **Remarque :**

On tire la valeur des charges verticales et horizontales à l'aide de logiciel d'analyse des structures «ETABS »

Pour les charges horizontales on prend les combinaisons Ex et Ey

Pour les charges verticales on prend la combinaison poids (G+0.2Q)

• **Charges verticales reprises par les portiques et les voiles :**

Niveau	Combinaison	Efforts verticales des voiles(N)
Base	G+0.2Q	10368.98KN

$$\% N_{Voile} = \frac{N_{Voile}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{portique} = \frac{N_{portique}}{N_{tot}} \times 100$$

On a: $N_{tot} = W_T = 26021.09KN$. (Poids de la structure)

$$N_{Voile} = 10368.98 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \% N_{Voile} = 39.85 \%$$

$$N_{portique} = 15634.11 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \% N_{portique} = 60.08\%$$

• **Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles :**

Niv	Voiles(%) (EX)			Voiles(%) (EY)		
	VL(etabs)	Vx(etabs)	(VL/Vx)x100	VT(etabs)	Vy(etabs)	(VT/Vy)x100
Etage6	127.26	315.78	40.30020901	171.25	366.4	46.73853712
Etage5	274.62	521.9	52.61927572	372.42	603.8	61.67936403
Etage4	424.53	696.56	60.94665212	557.37	798.84	69.77242001
Etage3	464.58	842.11	55.16856468	625.66	962.72	64.98878178
Etage2	598.86	963.91	62.12820699	785.64	1095.55	71.71192552
Etage1	669.7	1061.05	63.116724	875.51	1196.7	73.16035765
RDC	899.71	1131.98	79.48108624	1093.9	1272.18	85.98625981
Ssol	1035.25	1173.52	88.21749949	1218.52	1320.6	92.27018022

➤ **Charges sismiques reprises par les portiques :**

Sens xx : 37.26%

Sens yy : 29.22%

➤ **Charges sismiques reprises par les voiles :**

Sens xx : 62.74%

Sens yy : 70.78%

Conclusion:

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales D'après le (RPA99-V2003) la structure est contreventée par voiles porteurs ;

=> **R = 3,5**

Conclusion générale des vérifications:

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

Chapitre VI

Ferraillage des éléments principaux

VI-1) ferrailage des poteaux :**VI-1-1) Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VI-1-2) Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**VI-1-2-1) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (40×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)

Poteaux (40×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (40×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en zone II

- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone II_a**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

VI-1-2-2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisé 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min} \text{ En zone courante.}$$

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- 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

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \text{ (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant. il est pris égal à :

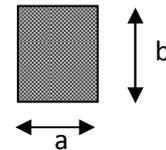
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g : élancement géométrique.

▪ **Calcul d'élancement :(élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

▪ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

VI-1-2-3) Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent se représenter :

1) Calcul des armatures à l'ELU :

1-a) Section partiellement comprimée (SPC) :

a) Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

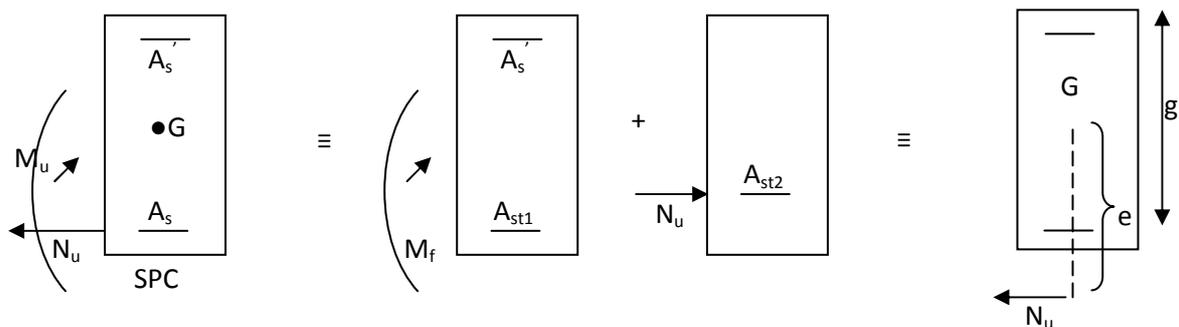
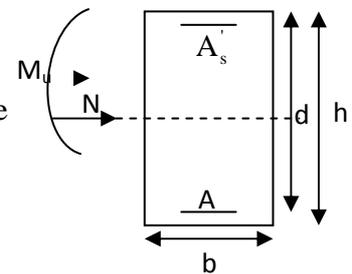
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour la fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour la fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s} \quad \text{Si l'effort est négatif.}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_1 = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

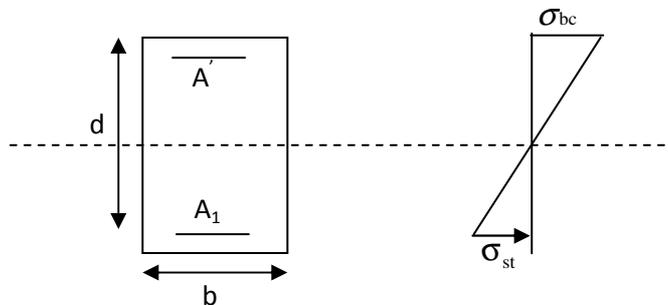
Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



1-b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$.
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

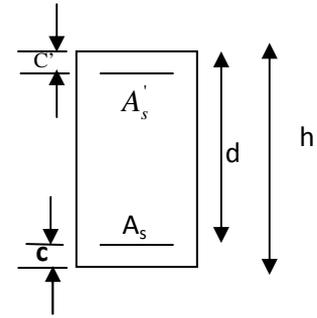
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'.$$



2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

2) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- Etat limite de compression du béton (contraintes dans le béton) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

- **Ferraillage des poteaux (40x45):**

Remarque :

Les efforts internes sont tirés directement de logiciel ETABS.

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leur ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide d'un programme effectuer dans l'Excel.

Les résultats d calcul sont résumés dans le tableau ci- après :

Section (cm ²)	comb	Nmax[KN]	Mcor [KN.m]	e(m)	(h/2-c)	Obs	As (cm ²)	
zoneI (40x45)	ELU	Nmax= 1516.45	M2cor= 0.804	0.0005	20.5	SPC	0	
			M3cor= 0.779	0.0005	20.5	SPC	0	
	08GEY MAX	Nmin= 423.15	M2cor= 12.012	0.028	20.5	SPC	0	
			M3cor= 0.069	0.0002	20.5	SPC	0	
	ELU	Ncor= 901.63	M2cor= 37.364	0.04	20.5	SPC	0.77	
	ELU	Ncor= 519.35	M3cor= 28.347	0.054	20.5	SPC	2.69	
	zoneII (35x40)	08GEY MAX	Nmax= 1179.01	M _{2cor} = 2.209	0.003	18	SPC	0
				M3cor= 9.056	0.0077	18	SPC	0
GQEX MIN		Nmin= 423.15	M2cor= 12.012	0.028	18	SPC	0	
			M3cor= 0.069	0.0002	18	SPC	0	
GQEY MAX		Ncor= 66.601	M2cor= 192.51	2.89	18	SPC	0.34	
GQEX MAX		Ncor= 217.39	M3cor= 80.428	0.37	18	SPC	3.74	

Note :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Conclusion:**Poteaux (40X45) cm² :**

Sens x-x : As3 max = 14.4cm², soit 12HA14=18.45cm²

Sens y-y : As2 max = 14.4cm², soit 12HA14=18.45cm²

Poteaux (35x40) cm²

Sens x-x : As3 max = 11.2cm², soit 12HA14=18.45cm²

Sens y-y : As2 max = 11.2cm², soit 12HA14=18.45cm²

VI-1-2-2) Calcul des armatures transversales :❖ **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8= 2.01cm²**

❖ **Espacement des armatures transversales:**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2.50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3.75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux de sous-sol en raison de leur élançement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Elançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (4.08 - 0.20) = 2.74$$

L'élançement géométrique λ est égal à 2.74/0.40=6.85

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2.50.

La section d'armature transversale est égal à A_t = 2.01cm²

L'effort tranchant max est égale à $V_u=54.97$ KN (tiré de l'ETABS)

❖ **Application numérique :**

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 45 \times 400}{2.5 \times 54.97 \times 10^3} = 26.33 \text{ cm}$$

❖ **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**
 $S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (16\text{cm}, 15\text{cm})$
 On adopte **$S_t = 10 \text{ cm.}$**
- **En zone courante :**
 $S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 24\text{cm}$
 On adopte **$S_t = 15 \text{ cm.}$**

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

- **Poteaux 40x45 :**
 $A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 = A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- **Poteaux 35x40 :**
 $A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

❖ **Vérification à L'ELS:**

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_c = 348 \text{ MPA}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **3-3** et **2-2**.

Avec :

3-3 : est le sens des x-x

2-2 : est le sens des y-y

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

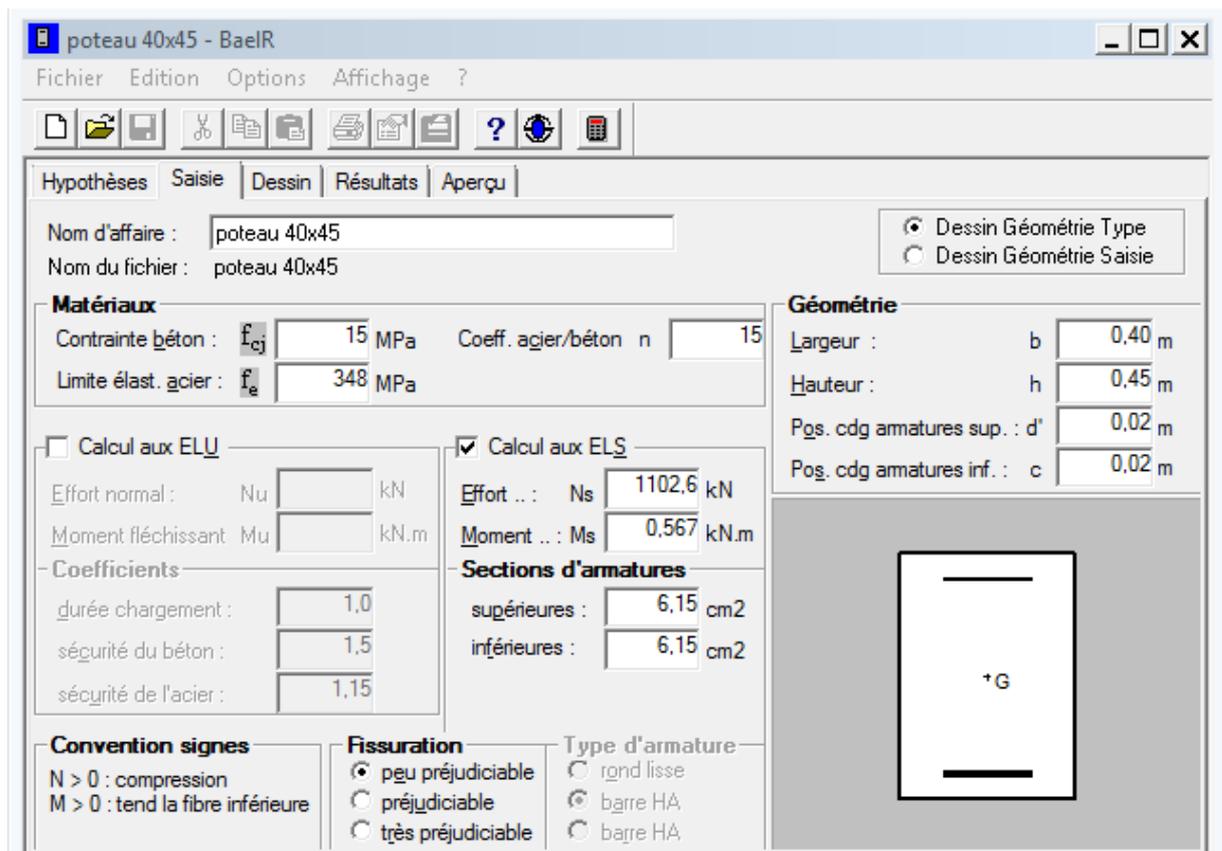
Remarque :

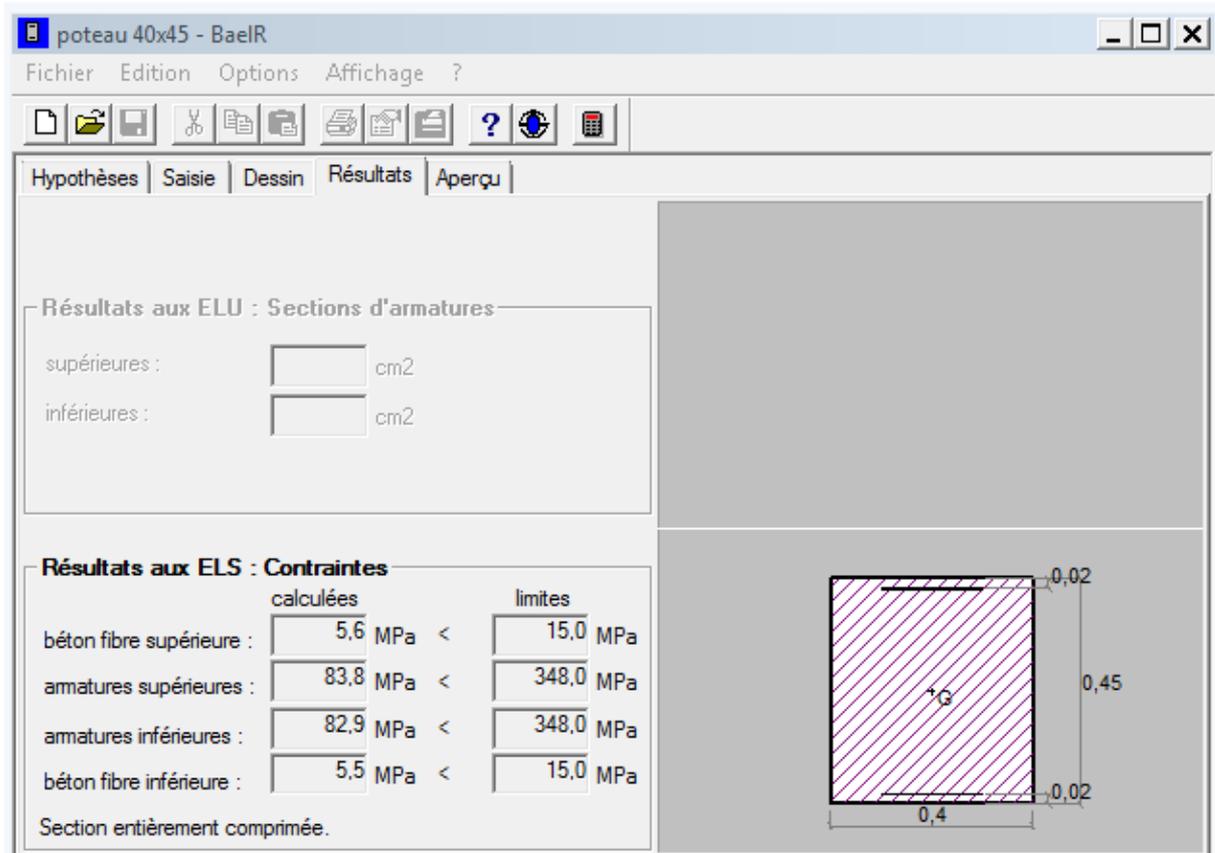
Les contraintes seront tirées de logiciel Socotec

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

➤ **Poteaux (40x45):**

Exemple de calcul de logiciel Socotec pour le poteau 40x45 suivant le sens 3-3





➤ **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} -M ₃ → corres	1102.6	0.567	6.15+6.15	5.6	83.8	5.5	82.9
N _{min} -M ₃ → corres	93.89	0.347	6.15+6.15	0.5	7.4	0.5	6.8
M ₃ max→ N _{corres}	377.72	20.528	6.15+6.15	3.1	45.1	0.7	12

➤ **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} -M ₂ → corres	1102.6	0.59	6.15+6.15	5.6	83.8	5.5	82.9
N _{min} -M ₂ → corres	93.89	0.54	6.15+6.15	0.5	7.5	0.4	6.7
M ₂ max→ N _{corres}	26.909	655.65	6.15+6.15	4.9	71.3	1.7	27.9

- **Poteaux (35x40):**
- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	σ _{bs} (MP A)	σ _{ss} (MP A)	σ _{bi} (MP A)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} M ₃ → corres	379.66	5.787	6.15+6.15	2.9	42.3	1.9	29.6
N _{min} M ₃ → corres	7.82	0.446	6.15+6.15	0.1	1.2	0	0.3
M _{3max} → N _{corres}	93.94	26.306	6.15+6.15	3.4	45	0	60.2

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	σ _{bs} (MP A)	σ _{ss} (MP A)	σ _{bi} (MP A)	σ _{si} (MPA)
N _{max} M ₂ → corres	379.66	6.631	6.15+6.15	2.9	43.2	1.9	28.7
N _{min} M ₂ → corres	7.82	0.343	6.15+6.15	0.1	1.1	0	0.4
M _{2max} → N _{corres}	53.7	26.557	6.15+6.15	3.3	42.4	0	85.9

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans l'acier ainsi que dans le béton.

- ❖ **Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poteaux, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

- ❖ **Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à 0.075.

$$\bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPA.}$$

- **Poteaux 40x45 :**

$$\tau_u = \frac{54.97 \times 10^3}{400 \times 420} = 0.33 \text{ MPa}$$

- **Poteaux 35x40 :**

$$\tau_u = \frac{54.97 \times 10^3}{350 \times 380} = 0.41 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Condition de non fragilité :

La sollicitation provocante la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

➤ **Poteaux (40x45):**

➤ **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} M ₃ → N _{corres}	1102.6	0.567	0.051	5.13	18.45
N _{min} M ₃ → N _{corres}	93.89	0.347	0.37	5.25	18.45
M _{3max} → N _{corres}	377.72	20.528	5.43	11.62	18.45

➤ **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} M ₂ → N _{corres}	1102.6	0.59	0.053	2.48	18.45
N _{min} M ₂ → N _{corres}	93.89	0.54	0.57	5.34	18.45
M _{2max} → N _{corres}	655.65	26.909	4.10	8.33	18.45

Poteaux (35x40):

➤ **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} M ₃ → N _{corres}	379.66	5.787	1.52	7.48	18.45
N _{min} M ₃ → N _{corres}	7.82	0.446	5.70	13.99	18.45
M _{3max} → N _{corres}	93.94	26.306	28	0.82	18.45

Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} M ₂ → N _{corres}	379.66	6.631	1.75	4.73	18.45
N _{min} M ₂ → N _{corres}	7.82	0.343	4.39	7.85	18.45
M _{2max} → N _{corres}	53.7	26.557	49.45	1.22	18.45

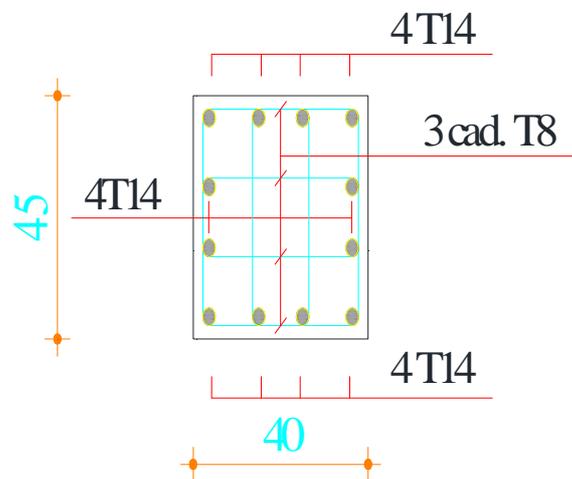
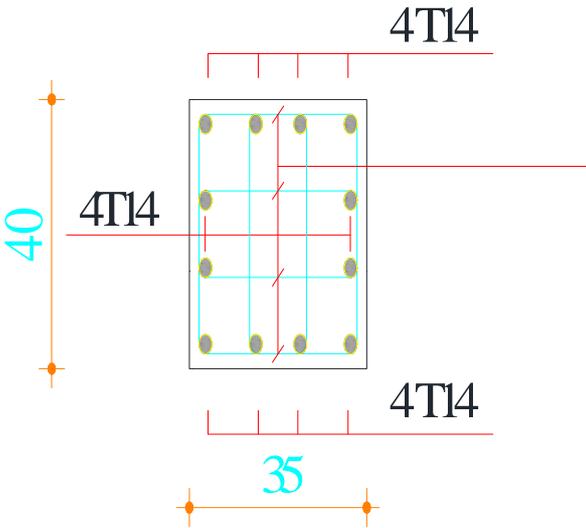


Figure VI-1 : ferrailage du poteau le plus sollicité (zone I)



FigureVI-2 : ferrailage du poteau le plus sollicité(zone II)

2) ferrailage des poutres :**VI-2-1) Introduction :**

Ils sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS .les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

VI-2-2) Armatures longitudinales :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait comme suit :

A_{st} : section d'armatures tendues.

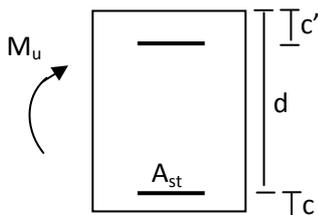
A_{sc} : section d'armatures comprimées.

Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

En comparaison entre la valeur de μ et celle de μ_1 ; deux cas pouvant s'étudier :

On a $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ donc la section est simplement armée(SSA).....les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$



La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

VI-2-3) Ferrailage des poutres à l'ELU :

VI-2-3-1) Ferraillage des poutres principales en travée :

Armatures en travées								
Niveau	Mt(max) (KN.m)	comb	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	80.367	08GEY MAX	0.082	SSA	0.957	7.99	9.23	3HA14+3HA14
Ss/3 ^{ème} étage	86.367	08GEY MAX	0.140	SSA	0,924	8.62	9.23	3HA14+3HA14

VI-2-3-2) Ferraillage des poutres principales aux appuis :

Armatures aux appuis								
Niveau	Ma(max) (KN.m)	comb	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	-113.008	ELU	0.184	SSA	0.898	9.52	12.06	3HA16+3HA16
Ss/3 ^{ème} étage	-132.492	ELU	0.215	SSA	0.8775	11.42	12.06	3HA16+3HA16

VI-2-4) Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU :

VI-2-4-1) Ferraillage des poutres secondaires en travée :

Armatures en travées								
Niveau	Mt(max) (KN.m)	comb	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	choix
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	50.186	GQEX MAX	0.209	SSA	0.8815	3.96	6.78	3HA12+3HA12
Ss/3 ^{ème} étage	85.92	GQEX MAX	0.223	SSA	0.8725	6.28	6.78	3HA12+3HA12

VI-2-4-2) Ferraillage des poutres secondaires aux appuis :

	Armatures aux appuis							
Niveau	Ma(max) (KN.m)	comb	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	-110.591	GQEX MIN	0.299	SSA	0.817	8.32	10.65	3HA14+3HA16
Ss/3 ^{ème} étage	-130.394	GQEX MIN	0.337	SSA	0.7855	10.45	10.65	3HA14+3HA16

VI-2-5) Les recommandations du RPA 2003:

a) Armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être des aciers haute adhérence.

-Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$ en toute section.

-Poutres principales (30×40) cm² : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.

-Poutres secondaires (25×35) cm² : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.

-Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales:

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ Poutres secondaires:

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

-La longueur minimale de recouvrement est 50Φ

b) Armatures transversales :

-La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi \right)$ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$; En dehors de la zone nodale.

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-6) Vérifications à L'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- Poutres principales de (30×40) cm²: $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38 < 9.23 \text{cm}^2 \Rightarrow$
vérifiée

- Poutres secondaires de (25×35) cm²: $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 < 6.78 \text{cm}^2 \Rightarrow$
vérifiée

➤ Justification de l'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u , pris conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{172.27 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 1.51 \text{MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{146.89 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.33} = 1.78 \text{MPa.}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; avec :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.2 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 1.51 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$ condition vérifiée.
- Poutres secondaires $\tau_u = 1.78 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$ condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**
(BAEL91.art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales: $172.27 - \frac{132.396}{0.9 \times 0.38} = -214.85 < 0$
 - Poutres secondaires : $146.89 - \frac{130.394}{0.9 \times 0.38} = -234.38 < 0$
- } Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

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

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales : $T_u = 172.27 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN} .$

- Poutres secondaires : $T_u = 146.89 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{ KN} .$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**
(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

• **Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :
 $\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$

Avec : $\Psi = 1.5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\sum U_i = \eta\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

- Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{172,27 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 772,44} = 0,65 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se}$

- Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{146,89 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 979,68} = 0,50 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se}$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPA}$$

Pour les T₁₄ : $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Pour les T₁₆ : $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22,58 \text{ cm}$.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,14 ; 1,2 ; 3) \quad \text{où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le}$$

ferrailage. Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier ; soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30 \text{ cm} \right)$

- Poutres principales (30×40) : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (25×35) : $S_t = 8,75 \text{ cm}$; soit $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante** : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

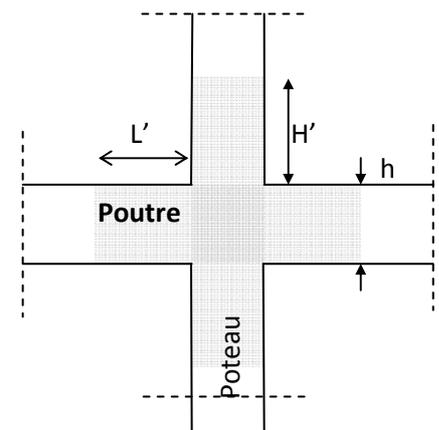


Fig.V-2-2 : délimitation de la zone nodale

-Poutres principales de (30×40) : $S_t = 20\text{cm}$

-Poutres secondaires de (25×35): $S_t = 17.5\text{cm}$; Soit $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 61.33 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm} \} = 61.33\text{cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

➤ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI-2-7) Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d}$$

VI-2-7-1) Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS :

Niveaux	Ms	As	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	26.72	9.24	0.810	0.8315	0.036	3.34	91.52	15	CV
Ss/3 ^{ème} étage	29.173	9.24	0,810	0.8315	0.0365	3.65	99.92	15	CV

VI-2-7-2) Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS :

Niveaux	Ms	As	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	63.243	10.65	0.934	0.8645	0.044	7.90	180.76	15	CV
Ss/3 ^{ème} étage	57.217	16.01	1.404	0.8425	0.0640	7.15	111.63	15	CV

VI-2-7-3) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en appuis à l'ELS :

Niveaux	Ms	As	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	36.218	9.24	1.12	0.8545	0.039	7.09	180.76	15	CV
Ss/3 ^{ème} étage	29.476	9.24	1.12	0.8545	0.051	5.77	113.13	15	CV

VI-2-7-4) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

Niveaux	Ms	As	ρ_1	β_1	K	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
4 ^{ème} /7 ^{ème} étage	54.83	16.02	1.942	0.8245	0.044	10.74	125.79	15	CV
Ss/3 ^{ème} étage	45.937	16.02	1.942	0.8245	0.0640	8.99	105.39	15	CV

➤ Etat limite de déformation :

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

VI-2-8) Etat limite de fissuration (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

• **Sens principale :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{450} = 0.089 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.089 > \frac{86.367}{10 \times 101.61} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$$M_0 = M_t / 0.85 \dots \dots \dots M_0 = 86.367 / 0.85 = 101.61 \text{ KN.m}$$

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique.

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 38} = 0.0081 \leq 0.105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **sens secondaire :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{370} = 0.094 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.094 > \frac{85.92}{10 \times 101.08} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$M_0 = 85.92 / 0.85 = 101.08 \text{ KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{25 \times 33} = 0.0082 \leq 0.105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

VI-2-9) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

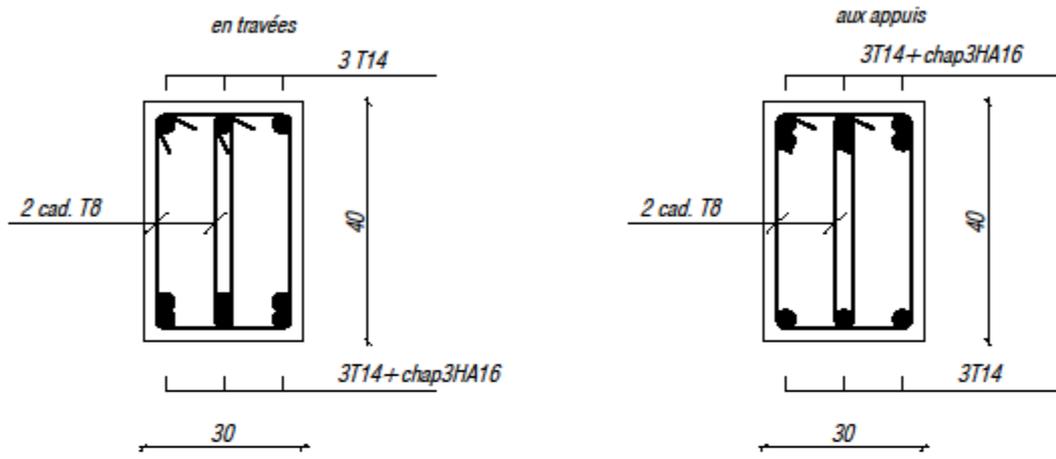
➤ La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

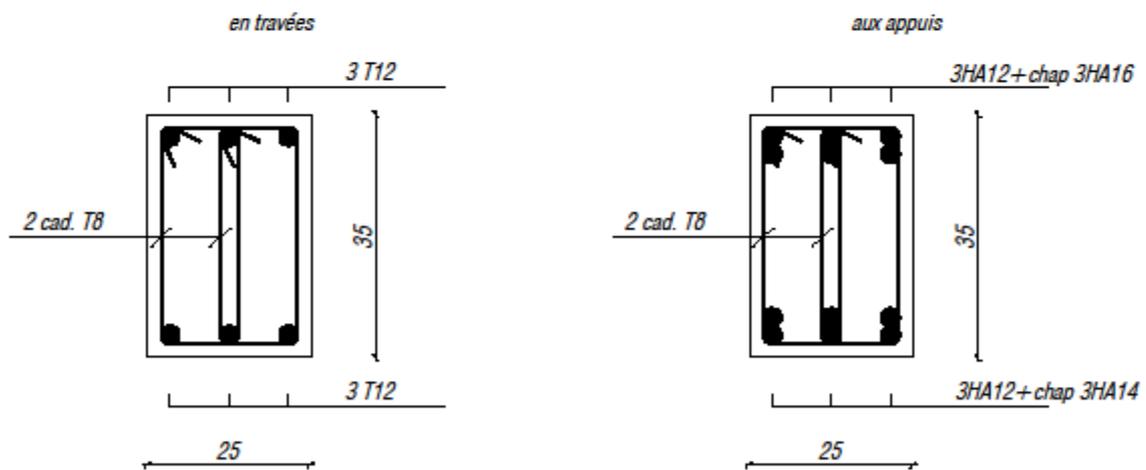
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la porté

ferraillage des poutres principales



ferraillage des poutres secondaires



VI-3) Les voiles :**VI-3-1) Introduction :**

Les voiles seront calculés en flexion composée à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose les voiles en (02) zones :

- Zone 1 : sous-sol, RDC ,1^{er} niveau jusqu' au 3^{ème} niveau.
- Zone 2 : 4^{ème} ,5^{ème} et 6^{ème} niveau

VI-3-2) Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$G \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

VI-3-3) Ferrailage :**Détermination des diagrammes des contraintes :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée. $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$

L_t : longueur tendue. $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

a. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_l}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

b. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \qquad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

VI-3) Détermination des armatures :**SEC :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MP}_a$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

a. SET :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MP}_a$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 \times B \right)$$

b. SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 \times B \right)$$

VI-3-4) Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :
$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec} \quad T = 1.4 V_u$$

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.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VI-3-5) Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

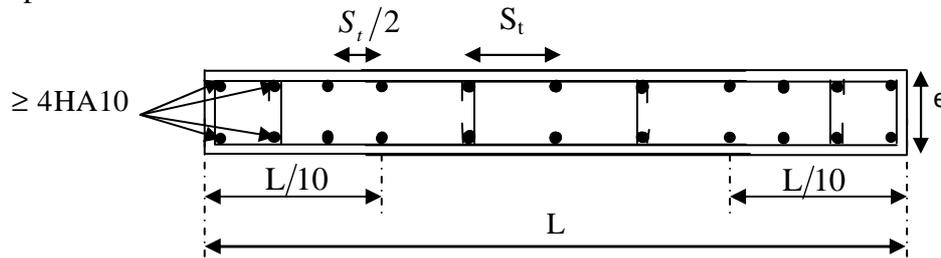
Elles doivent être égales à :

- 40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



FigureV-3-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-6) Les vérifications :

a. **Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{ETABS}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

• **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

VI-3-8) Exemple de calcul :

Ferraillage de voile longitudinale plein : VL1

a. **Zones I**

• Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$B = L \cdot e = 0.2 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 170.46 \text{ KN} \\ \sigma_{\min} = -4736.07 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{170.46}{4736.07 + 170.46} \times 1 = 0.035m$$

$$L_t = L - L_c = 0.99m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Soit un tronçon } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = 0.50 m$$

1. **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = - 2320.67 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 352.837 \text{KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 10.14 \text{cm}^2$$

2. **2^{eme} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 116.03 \text{KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 3.33 \text{cm}^2$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B\right) = 4 \text{cm}^2$$

Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

Avec : $V_u = V_2$ effort tranchant déterminé de l'ETABS, soit l'exemple suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 163.61}{40} = 6.30 \text{cm}^2$$

Story	Pier	Load	Loc	V2
SSOL	VL3SS/3	GQEX MAX	Bottom	163.61

Section d'armatures totales :

$$A_{v1 \text{ tot}} = A_{v1} + A_{vj}/4 = 10.14 + 6.30/4 = 11.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2 \text{ tot}} = A_{v1} + A_{vj}/4 = 3.33 + 6.30/4 = 4.905 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté:

$$A_{v1 \text{ tot}} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2 \text{ tot}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 3.01 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 3 \text{ cm}^2$

Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

- **Vérification des contraintes :**

Les contraintes seront déterminées à partir le logiciel ETABS.

BAEL 91 : $\tau_u = 0.486 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.486 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

RPA 2003 : $\tau_b = 0.680 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0.680 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0.680 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Vérification à l'ELS :

-

Story	Pier	Load	Loc	P
ET3	VL3SS/3	ELS	Bottom	539.98

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{539.98}{2000 + 15 \cdot 12.06} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

VI-3-9) Ferrailage des voiles :

VI-3-9-1) Ferrailage des voiles longitudinaux :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	L (m)		2.00	2.00
	e (m)		0.2	0.2
	B (m ²)		0.4	0.4
	V _u		999.36	371.92
	N _s		1311.83	377.95
	σ _{max} (KN/m ²)		2718.24	1093.05
	σ _{min} (KN/m ²)		49.12	378.76
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc(m)		0.035	0.51
	Lt(m)		1.96	1.49
	d(m)		0.98	0.745
	σ ₁ (KN/m ²)		1359.12	546.525
	N ₁ (KN)		815.472	122.15
	N ₂ (KN)		133.19	40.72
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)		23.43	3.51
	A _{v2} (cm ²)		3.82	1.17
Armatures verticales minimales	A _{min} (cm ²)	0.23Bf _{t28} /f _c	4.83	
		0.002B	8	
Armatures de coutures	A _{vj} (cm ²)		30.23	14.31
Armatures verticales adoptées	A _{v1} (cm ²)		30.99cm ² /bande	7.09 cm ² /bande
	A _{v2} (cm ²)		11.38cm ² /bande	4.75 cm ² /bande
	Choix par nappe Av1		2x8HA16 =32.16cm ²	2x6HA14= 9.23cm ²
	Choix par nappe Av2		2x3HA16 =12.06cm ²	2x6HA14= 9.23cm ²
Armatures horizontales	RPA99		6cm ²	6cm ²
	BAEL91		3.01cm ²	2.26cm ²
	Choix /ml		2x4HA10= 6.28cm ²	2x4HA10= 6.28cm ²
	Espacement (cm)		25	25
Armatures transversales	A- transversales		4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	σ _b =15Mpa	σ _b	2.9	0.92
	τ _b =5Mpa	τ _b	0.790	0.252
	τ _u =2.5Mpa	τ _u	1.106	0.353

Tableau VI-3-3 : Ferrailage des voiles VL1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	L (m)	1.00	1.00
	e (m)	0.2	0.2
	B (m ²)	0.2	0.2
	V _u (KN)	162.61	104.23
	N _s (KN)	539.98	176.76
	σ_{\max} (KN/m ²)	4736.07	2327.02
	σ_{\min} (KN/m ²)	170.46	118.03
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lc(m)	0.035	0.048
	Lt(m)	0.99	0.95
	d(m)	0.50	0.48
	σ_1 (KN/m ²)	2320.67	1286.70
	N ₁ (KN)	352.837	173.46
	N ₂ (KN)	116.03	61.76
	Armature verticale	A _{v1} (cm ²)	10.14
A _{v2} (cm ²)		3.33	1.77
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	0.23Bf _{t28} /f _e	2.415
		0.002B	4
Armatures de coutures	Avj (cm ²)	6.30	4.01
Armatures verticales adoptées	A _{v1} (cm ²)	11.71 cm ² /bande	5.98 cm ² /bande
	A _{v2} (cm ²)	4.905 cm ² /bande	2.77 cm ² /bande
	Choix par nappe Av1	2x3HA16 =12.06cm ²	2x2HA14= 6.15cm ²
	Choix par nappeAv2	2x3HA12= 6.78cm ²	2x2HA14= 6.15cm ²
armatures horizontales	RPA99	3	3
	BAEL91	2.26	1.7
	Choix /ml	2x2HA10= 3.14cm ²	2x2HA10= 3.14cm ²
	Espacement (cm)	15	15
Armatures transversales	A- transversale	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	σ_b	2.5
	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	0.486
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	0.680

Tableau VI-3-4 : Ferraillage des voiles VL3

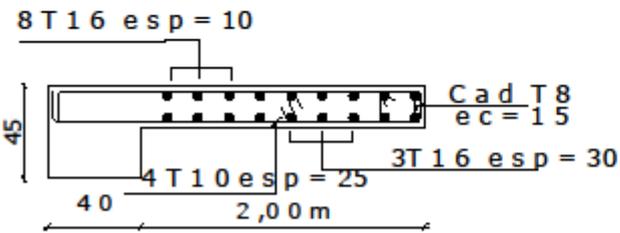
Caractéristiques géométriques	Zone		I
	L (m)		1.40
	e (m)		0.2
	B (m ²)		0.28
	Vu(KN)		223.67
	Ns(KN)		220.99
	σ_{\max} (KN/m ²)		1301.31
	σ_{\min} (KN/m ²)		3065.21
	Nature de la section		SPC
	Lc(m)		0.42
	Lt(m)		0.98
	d(m)		0.49
	σ_1 (KN/m ²)		1532.605
	N ₁ (KN)		225.29
	N ₂ (KN)		75.10
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)		6.47
	A _{v2} (cm ²)		2.16
A- verticales minimales	A _{min} (cm ²)	0.23Bf _{t28} /f _c	3.381
		0.002B	5.6
Armatures de coutures	A _{vj} (cm ²)		8.61
armatures verticales adoptées	A _{v1} (cm ²)/bande		8.62
	A _{v2} (cm ²)/bande		4.31
	Choix par nappe Av1		2x6HA14=9.23cm ²
	Choix par nappe Av2		2x2HA14=6.15cm ²
Armatures horizontales	RPA99		4.2cm ²
	BAEL91		2.26cm ²
	Choix /ml		2x3HA12=4.71cm ²
	Espacement (cm)		30
Armatures transversales	A- transversale		4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa}$	σ_b	0.75
	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	0.450
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	0.63

Tableau VI-3-6 : Ferrailage des voiles VL2

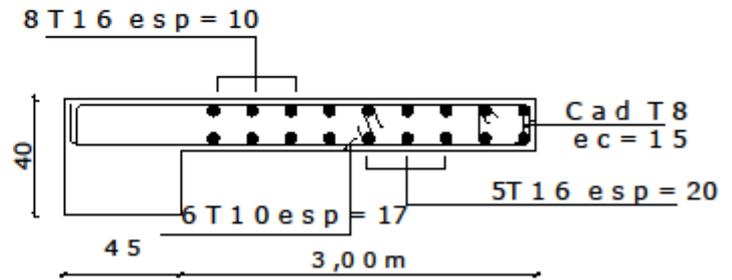
Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	L (m)	3.00	3.00
	e (m)	0.2	0.2
	B (m ²)	0.6	0.6
	Vu(KN)	1422.85	624.58
	Ns(KN)	1970.3	481.81
	σ_{\max} (KN/m ²)	0.01	278.62
	σ_{\min} (KN/m ²)	2538.11	1114.29
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lc(m)	0.00001	0.60
	Lt(m)	2.99	2.4
	d(m)	1.50	1.2
	σ_1 (KN/m ²)	1264.8	557.145
	N ₁ (KN)	570.44	200.562
	N ₂ (KN)	189.72	66.857
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	16.40	5.76
	A _{v2} (cm ²)	5.45	1.92
A- verticales minimales	A _{min} (cm ²)	0.23Bf _{t28} /f _e	7.245
		0.002B	12
Armatures de coutures	A _{vj} (cm ²)	54.78	24.05
Armatures verticales adoptées	A _{v1} (cm ²)	30.09	11.77
	A _{v2} (cm ²)	19.14	7.93
	Choix par nappe Av1	2x8HA16 =32.16cm ²	2x4HA14 =12.31cm ²
	Choix par nappe Av2	2x5HA16 =20.1cm ²	2x3HA14 =9.23cm ²
Armatures horizontales	RPA99	9cm ²	9cm ²
	BAEL91	5.02cm ²	3.39cm ²
	Choix /ml	2x6HA10=9.42cm ²	2x6HA12=9.42cm ²
	Espacement (cm)	15	15
Armatures transversales	A- transversale	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b =15\text{Mpa}$	σ_b	3.13
	$\bar{\tau}_b =5\text{Mpa}$	τ_b	0.75
	$\bar{\tau}_u =2.5\text{Mpa}$	τ_u	1.05

Tableau VI-3-5: Ferrailage des voiles VT1

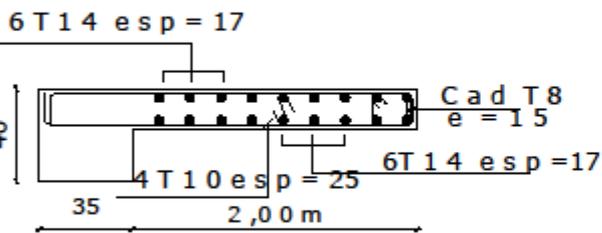
voile VL1(-4.08à13.26m)
zoneI



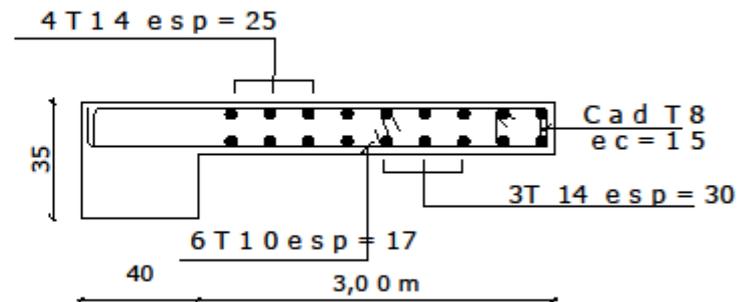
voile VT1(-4.08à13.26m)
zoneI



voile VL1(13.26à22.44m)
zoneII



voile VT1(13.26à22.44m)
zoneII



figureVI-2 : Ferrailage des voiles longitudinaux et transversaux

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts au sol apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

VII-2) Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. 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.

VII-3) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.

VII-4) Dimensionnement des fondations:**VII-4-1) Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal (ELS), à la base des poteaux qui sont en contact avec le sol.

$$A \times B = \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$\Rightarrow A = B \quad (\text{poteaux carré})$$

D'où :

$$B^2 = \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{sol}$: capacité portante du sol ;
- B : largeur de la fondation.

On a: $N_s = 1013.55 \text{ KN}$.
 $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1013.55}{200}} = 2.25 \text{ m}$$

VII-4-2) Semelles continues sous voiles et sous poteaux :

1) Semelles continues sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : $N = 1.35G + 1.5Q$.

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

1-1) Surfaces des semelles filantes sous voiles :

➤ **Sens longitudinal :**

Voiles	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
VL1	1765.63	2	4.414075	8.82815
VL2	2110.77	2	5.276925	10.55385
VL3	2429.09	2	6.072725	12.14545
VL4	533.47	2	1.333675	2.66735
VL5	643.63	1	3.21815	3.21815
VL6	730.92	1	3.6546	3.6546
VL7	205.77	1.4	0.734892857	1.02885
				42.0964

➤ **Sens transversal :**

Voiles	Ns	L (m)	B(m)	S (m ²)
VT1	1765.63	3	2.942716667	8.82815
VT2	2406.3	3	4.0105	12.0315
VT3	1913.67	3	3.18945	9.56835
VT4	954.91	3	1.591516667	4.77455
VT5	985.01	1.75	2.814314286	4.92505
				40.1276

Surface totale des semelles filantes sous voile :

$$S_t = 42.0964 + 40.1276 = 82.224 \text{ m}^2$$

VII-4-3) Semelles filantes sous poteaux :

Poteaux	N_i	M_i	e_i
p24	388.78	-4.813	-0.01237975
p25	1082.84	-0.463	-0.00042758
p26	753.37	2.19	0.002906938
p27	931.83	-2.25	-0.0024146
p28	1102.73	-0.588	-0.00053322
p29	389.84	-4.844	-0.01242561
somme	4649.39	-10.768	-0.02527383

La charge totale transmise par les poteaux est: $\sum N_t = 4649.39\text{KN}$

Coordonnées de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0.025\text{m}$$

a) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.025\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{18}{6} = 3\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4649.39}{18} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.025)}{18}\right) = 260.45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4649.39}{18} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.025)}{18}\right) = 256.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4649.39}{18} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.025)}{18}\right) = 257.22 \text{ KN/m}^2$$

b) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{257.22}{200} = 1.29\text{m}$$

On prend $B = 2\text{m}$

On aura donc, $S = B \times L = 2 \times 18 = 36\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec : $S_t = 36 \times 6 + 82.224 = 298.2\text{m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}}=333\text{cm}^2$$

$$\frac{S_{\text{tot}}}{S_{\text{bati}}} = \frac{298.2}{333} = 0.89$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes dépasse 50% de la surface du sol d'assise ($S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$), alorson opte pour un radier nervuré.

VII-5) Etude du radier nervuré :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII-5-1) Pré dimensionnement du radier

➤ **La dalle du radier:**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \text{ Avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5[\text{cm}]$$

$$\text{Soit: } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ **Les nervures:**

Selon la Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\text{max}}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec, L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E= 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 90.97 \text{ cm}$$

Soit : $h_n=100\text{cm}$

➤ La largeur de la nervure :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 40\text{cm} \leq b_n \leq 70\text{cm}$$

On prend : $b_n = 55\text{cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100[\text{cm}]$... Hauteur de la nervure.

$h_d = 30[\text{cm}]$... Hauteur de la dalle.

$b_n = 55[\text{cm}]$... Largeur de la nervure.

VII-5-2) Détermination de la surface du radier :

Story	load	Fz=N _u
BASE	ELU	40149.63

A l'ELU : $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N'_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{40149.63}{1.33 \times 200} = 151\text{m}^2$

Story	load	Fz=N'S
BASE	ELS	29286.89

A l'ELS : $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N'_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{29286.89}{200} = 146.43\text{m}^2$

$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 151\text{m}^2$

$S_{bat} > S_{rad}$

D'après le BAEL on doit ajouter un débord minimal de largeur $L_{débord}$:

$L_{débord} \geq \max(\frac{h_n}{2}, 30) = 50\text{cm}$

Donc le débord est de : 50 cm dans les 4 sens

$\Rightarrow S_{radier} = S_{bat} + S_{débord} = 333 + (18 + 18.5) \times 2 \times 0.5 = 269.5\text{m}^2$

VII-5-3) Poids du radier Combinaison d'actions :

$G_{rad} = 269.5 \times 1 \times 25 = 6737.5\text{KN}$

A l'ELU : $N'_u = 1.35 \cdot G + N'_u = 1.35 \times 6737.5 + 40149.63 = 49245.25\text{KN}$

A l'ELS : $N'_s = G + N'_s = 6737.5 + 29286.89 = 36024.39\text{KN}$

VII-6) Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa}$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{49245.25 \times 1}{269.5} \times \frac{4.50}{2} = 411.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{411.14 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.52 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier :

-Calcul du centre de gravité du radier

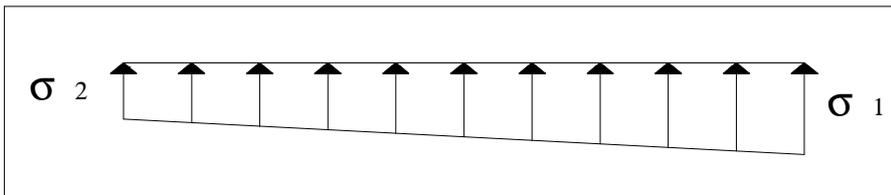
$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.75 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.5 \text{ m}$$

-Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = bh^3 / 12 = 19.5 \times 19^3 / 12 = 11145.875 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = hb^3 / 12 = 19 \times 19.5^3 / 12 = 11740.22 \text{ m}^4$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal :

$M_X = 3206.877 \text{ KN.m}$ \longrightarrow moment de renversement suivant(x-x) tiré de L'ETABS

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49245.25}{269.5} + \frac{3206.877}{11740.22} \times 9.75 = 185.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49245.25}{269.5} - \frac{3206.877}{11740.22} \times 9.75 = 180.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 185.39 + 180.06}{4} = 184.06 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{\text{sol}} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36024.39}{269.5} + \frac{3206.877}{11740.22} \times 9.75 = 136.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36024.39}{269.5} - \frac{3206.877}{11740.22} \times 9.75 = 131 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 136.33 + 131}{4} = 135 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

-Sens transversal :

$M_Y = 3386.09 \text{ KN.m}$ → moment de renversement suivant (y-y) tiré de L'ETABS

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49245.25}{269.5} + \frac{3386.09}{11145.875} \times 9.5 = 185.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49245.25}{269.5} - \frac{3386.09}{11145.875} \times 9.5 = 182.73 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185.61 + 182.73}{4} = 184.89 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \sigma_{SOL} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A l'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36024.39}{269.5} + \frac{3386.09}{11145.875} \times 9.5 = 136.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36024.39}{269.5} - \frac{3386.09}{11145.875} \times 9.5 = 130.78 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 136.56 + 130.78}{4} = 135.11 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification au non poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42]

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

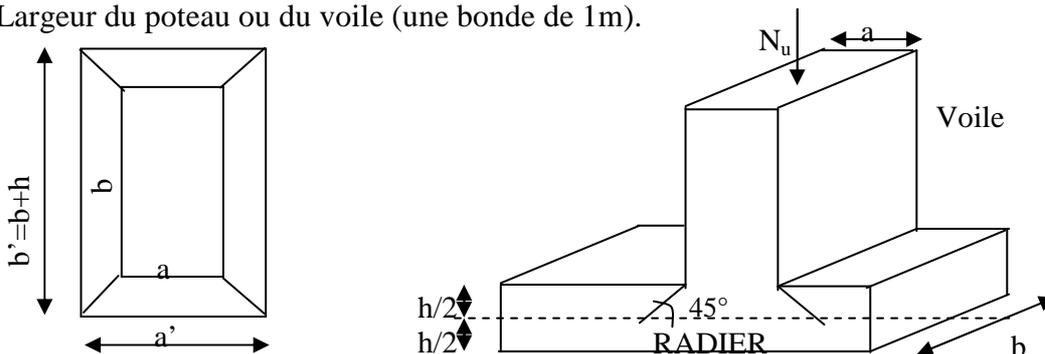


Figure VII-1: Périmètre utile des voiles et des poteaux

-Calcul du périmètre utile μ_c :

a. Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.40 + 0.45 + 2 \times 1) = 5.7 \text{ m et}$$

$$N_u = 1393.42 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.7 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4275 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

b. Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 1) = 6.4 \text{ m et } N_u = 3258.61 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4800 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

VII-7) Ferrailage du radier :

1) Ferrailage de la dalle du radier : elle sera calculée comme un ensemble de panneaux de dalle soumis à la réaction du sol ;

2) Ferrailage des nervures : elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les contraintes prise en compte dans les calculs sont :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 184.89 - \frac{6737.5}{269.5} = 160 \text{ kN/m .}$$

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 135.11 - \frac{6737.5}{269.5} = 110.11 \text{ kN/m .}$$

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

a. Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

VII-7-1) Identification du panneau le plus sollicité :

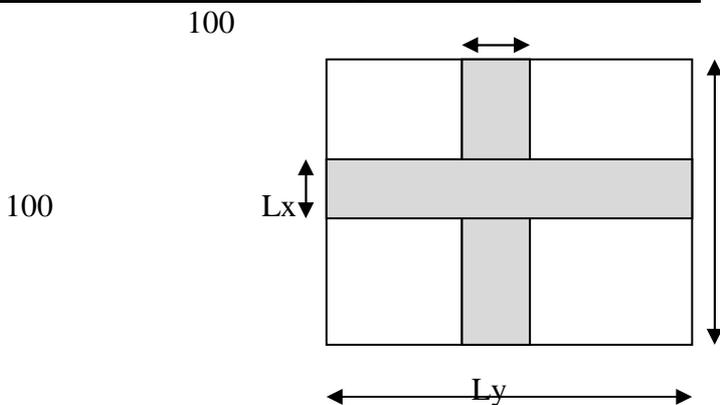


Figure VII-2: Dimensions du panneau de dalle.

$$v=0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.50} = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

0.4 ≤ ρ ≤ 1 ⇒ la dalle travaille dans les deux sens.

VII-7-2) Calcul des armatures à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0542 \times 160 \times 3.70^2 = 118.72 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.631 \times 118.72 = 74.91 \text{ KNm}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et (0.75) entravées.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous :

Sens		M (KNm)	M _{réduit} (KNm)	b (cm)	d (cm)	μ	β	Obs	As (cm ²)	A adoptée	St
X-X	Appuis	118.72	59.36	100	28	0.053	0.9725	SSA	6.26	4HA16=8.04	25
	Travée		89.04	100	28	0.080	0.958	SSA	9.54	6HA16=12.06	17
Y-Y	Appuis	74.91	37.45	100	28	0.033	0.983	SSA	3.91	4HA16=8.04	25
	Travée		56.18	100	28	0.050	0.974	SSA	5.92	4HA16=8.04	25

TableauVII-1 : Ferrailage du panneau le plus sollicité

VII-7-3) Vérification à l'ELU:

a-Condition de non fragilité :

-Armatures parallèles à L_x

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec: } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans une direction donnée à la section totale de béton.

W₀ : Taux d'aciers minimal.

W₀ = 0.8 ‰ pour les HA de nuance feE400.

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.82}{2} \right) = 2.62 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à L_y

$$W_y = \frac{A_{\min}}{bd} \geq W_0$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times W_0 = 100 \times 28 \times 0.0008 = 2.24 \text{ cm}^2 .$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

b-Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Direction la plus sollicitée: $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens

c. Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{118.72 \times 3.70}{2} = 220.82 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{220.82 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

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

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

VII-8) Ferrailage du débord : Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

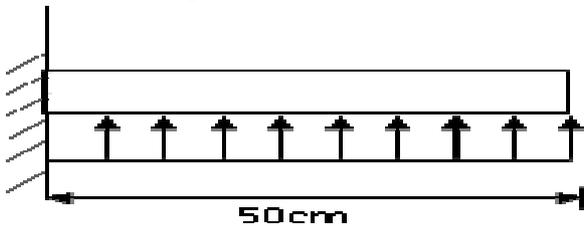


Fig. VII-3: Schéma statique du débord

VII-8-1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = 160 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-160 \times 0.5^2}{2} = -20 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $P_s = 110.11 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-110.11 \times 0.5^2}{2} = -13.76 \text{ KN.m}$$

VII-8-2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 28 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20 \times 10^3}{0.991 \times 28 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78\text{cm}^2/\text{ml}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$

VII-8-3) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 28 \times 2.1}{400} = 3.381\text{cm}^2$$

$A_u = 6.78\text{cm}^2 > A_{\min} = 3.381\text{cm}^2$ condition vérifiée.

Donc on adopte $6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78\text{cm}^2/\text{ml}$

VII-8-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20}{13.76} = 1.45$$

$$\mu_s = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0227$$

$$\alpha = 0.0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.45 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475$$
condition vérifiée.

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

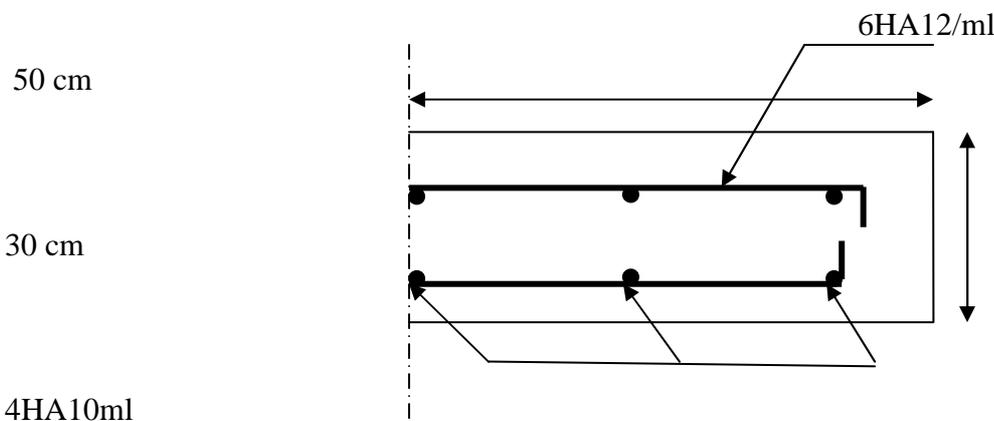


Fig.VII-3: Plan de ferrailage de débord

VII-9) Ferrailage des nervures :

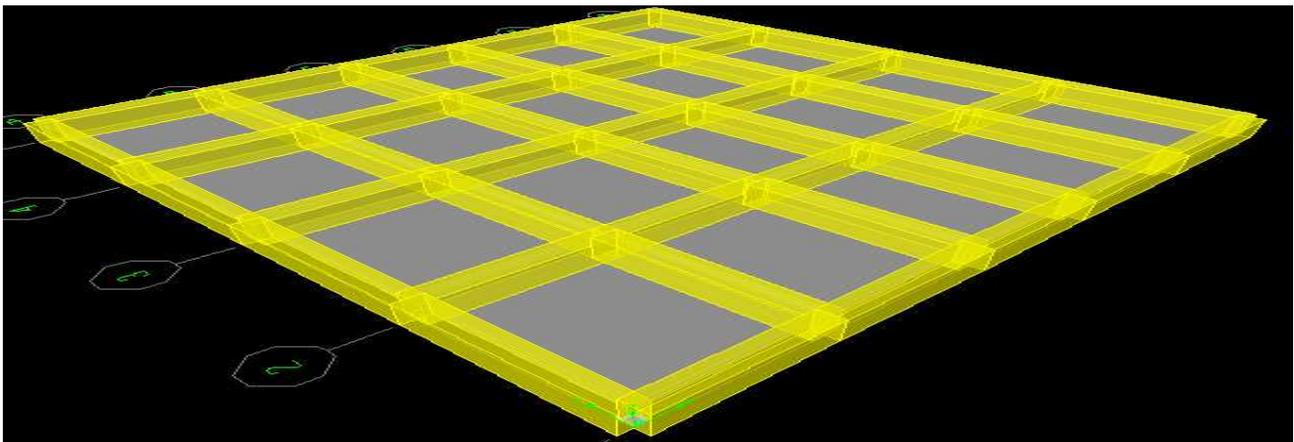


Fig.VII-4: vue en plan du radier nervuré

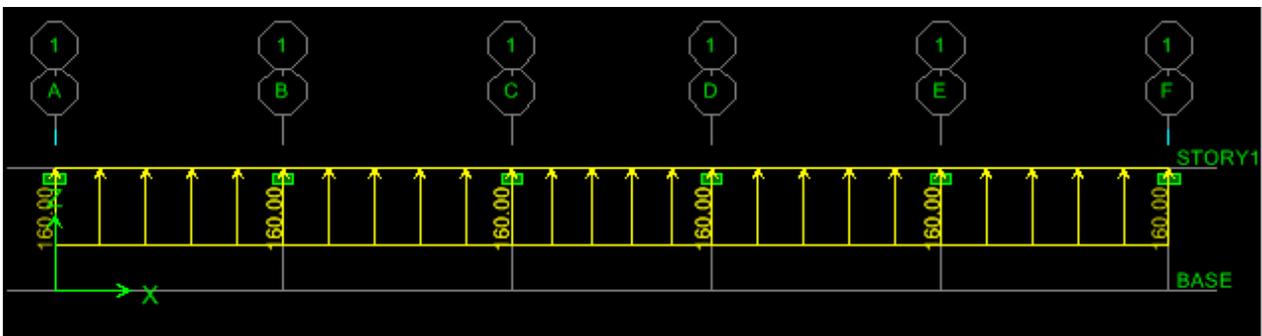
VII-9-1) Sollicitation de calcul :

$q_U = 160 \text{ kN/m}$.

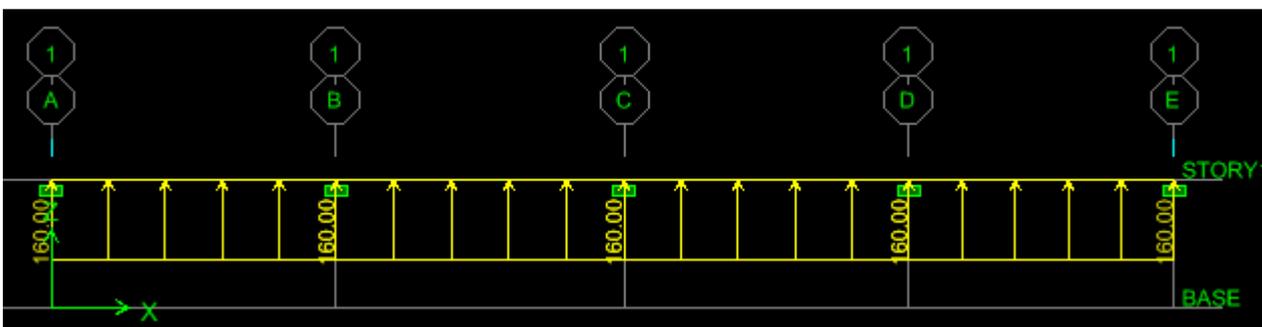
$q_s = 110.11 \text{ kN/m}$.

VII-9-2) Schéma statique de calcul des nervures:

Sens longitudinal :



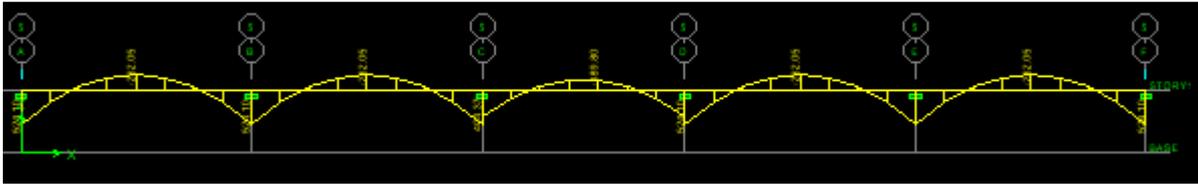
Sens transversal :



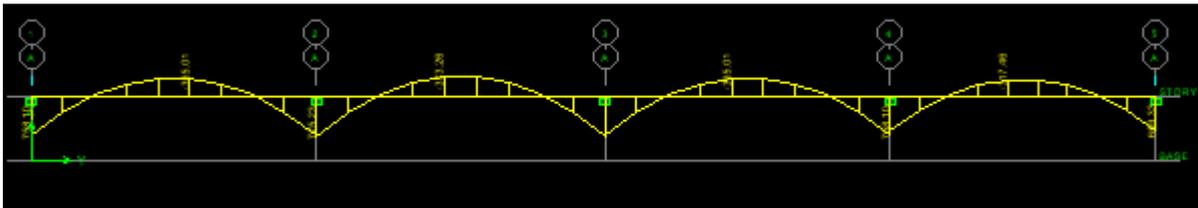
VII-9-3) Détermination des moments fléchissant :

Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le logiciel ETABS.

Sens longitudinale :



Sens transversal :



VII-9-4) Détermination des sections d'armatures des nervures :

a) Armatures longitudinales :

• **Sens longitudinal :**

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

Story	Point	Load	MX
STORY1		25 ELU	-758.102

Story	Point	Load	MX
STORY1		1 ELU	659.331

$$M_{a\max} = 659.331 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\max} = -758.102 \text{ kN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; d = h - c = 100 - 2 = 98 \text{ cm}$$

appuis / travée	M_u (kN.m)	μ	μ_l	Obs	β	A (cm ²)	$A_{\text{adobté}}$ (cm ²)
Appuis	659.331	0.088	0.392	S.S.A	0.954	20.26	4HA16+4HA20=20.6cm ²
Travée	-758.102	0.101	0.392	S.S.A	0.9465	23.48	4HA20+4HA20=25.13cm ²

TableauVII-2 : Calcul des armatures de la nervure suivant x-x

• **Sens transversal:**

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

Story	Point	Load	MY
STORY1		5 ELU	-524.096
Story	Point	Load	MY
STORY1		6 ELU	524.096

$$M_{a_{max}} = 524.096 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{max}} = -524.096 \text{ kN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; d = h - c = 98 \text{ cm} ;$$

appuis / travée	M_u (kN.m)	μ	μ_l	Obs	β	A(cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Appuis	524.096	0.07	0.392	S.S.A	0.964	15.94	4HA16+4HA16=16.08
Travée	-524.096	0.07	0.392	S.S.A	0.964	15.94	4HA16+4HA16=16.08

TableauVII-3 : Calcul des armatures de la nervure suivant y-y

b) Armature transversal :

• **Espacement des armatures :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = \min \{25 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}\} = 16.8 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t_{min}} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 12 \times 55 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

• **Condition de non fragilité (B.A.E.L.91.article :A.4.2)**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 55 \times 98 \times 2.1}{400} = 6.51 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

Aux appuis : $A_{st} = 20.26 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 6.51 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 23.48 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 6.51 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

Sens Y-Y:

Aux appuis : $A_{st} = 15.94 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 6.51 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée

En travée : $A_{st} = 15.94 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 6.51 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 211)**

-Sens longitudinale :

Story	Beam	Load	V2
STORY1	B27	ELU	1033.64

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 1033.64 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1033.64 \times 10^3}{550 \times 980} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\{0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = \min\{3.25; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.91 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

-Sens transversale :

Story	Beam	Load	V2
STORY1	B1	ELU	849.89

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 849.89 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{849.89 \times 10^3}{550 \times 980} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\{0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = \min\{3.25; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.57 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

• Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures - Influence sur le béton (B.A.E.L.91.article :A.5.1,

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal vaut ($V_u = V_2 = 1033.64 \text{ KN}$).

A.N :

$$V_u = 0.267 \times 0.55 \times 0.98 \times 25 \times 10^3 = 3597.825 \text{ KN} > 1033.64 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée.

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

- Influence sur les armatures inférieures (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 321)

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \leq A \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_c} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \right) = \left(\frac{1.15}{400} \right) \left(1033.64 \times 10^3 - \frac{659.331 \times 10^6}{0.9 \times 980} \right) = 8.22 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

• **Entraînement des armatures (B.A.E.L.91.article :A.6.1,3)**

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :

A_s : Section totale des armatures tendues.

A_{si} : Section d'un paquet de barres.

u_i : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime : $\tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$.

A.N:

$$\tau_{se} = \frac{1033.64 \times 10^2}{0.9 \times 98 \times 16.08} \times \frac{2.01}{\pi \times 16} = 2.91 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée

VII-9-5) Vérification à l'ELS :

• **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Story	Point	Load	MX
STORY1		1 ELS	460.544
Story	Point	Load	MX
STORY1	25	ELS	-529.535
Story	Point	Load	MY
STORY1	25	ELS	366.082
Story	Point	Load	MY
STORY1	30	ELS	-366.082

Il faut vérifier que : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

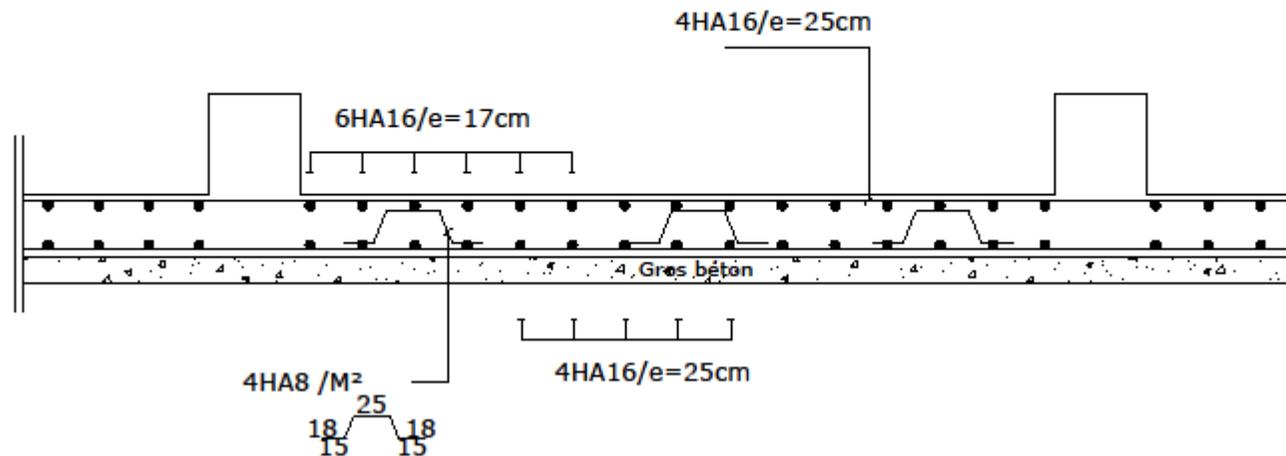
		Mu	Ms	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{Fc28}{100}$	obs
X-X	appuis	659.331	460.544	1.4316352	0.088	0.1154	0.465817598	ok
	Travées	-758.102	-529.535	1.43163719	0.101	0.1334	0.465818596	ok
Y-Y	appuis	524.096	366.082	1.43163554	0.07	0.0907	0.465817768	ok
	Travées	-524.096	-366.082	1.43163554	0.07	0.0907	0.465817768	ok

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées, donc Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

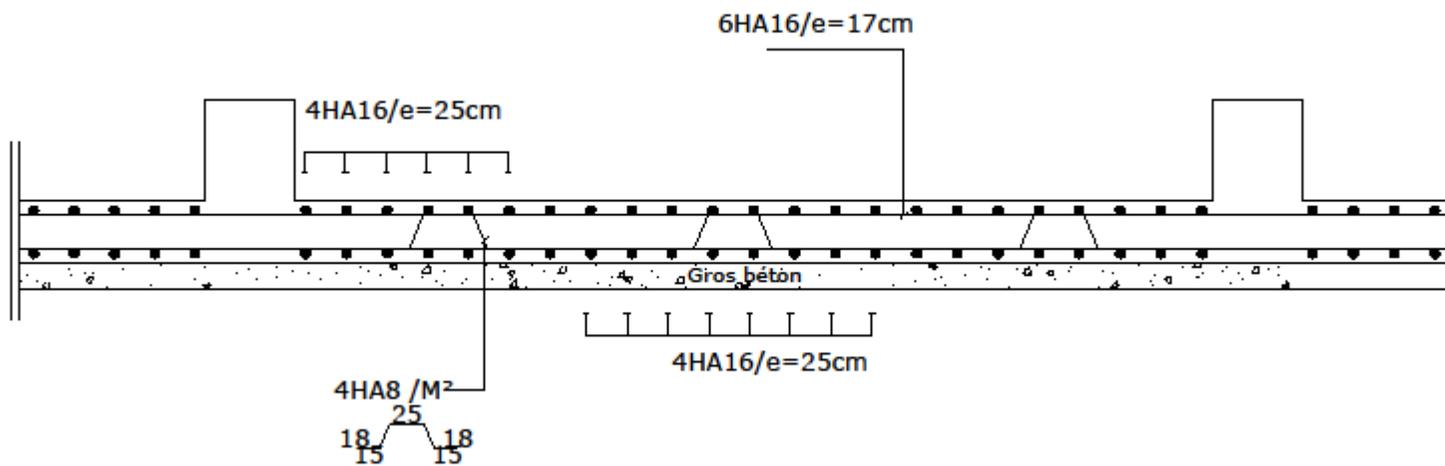
Remarque : vu l'importance de la hauteur des nervures qui dépasse 50m, le RPA exige des armatures de peau suivantes :

02 barres de **Φ12** avec des épingles **Φ8** comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

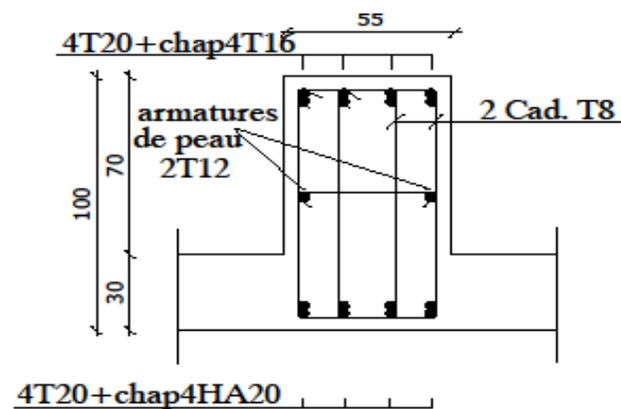
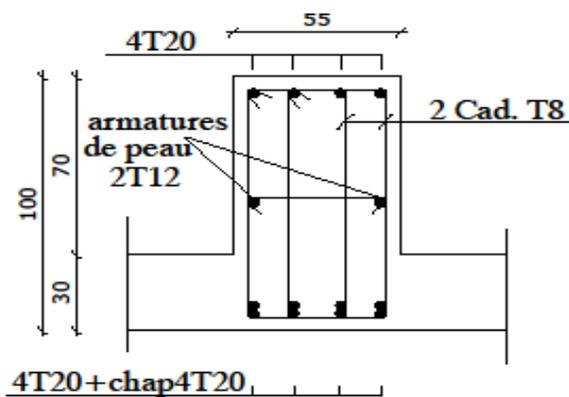
FERRAILLAGE DU RADIER DANS LE SENS LONGITUDINALE



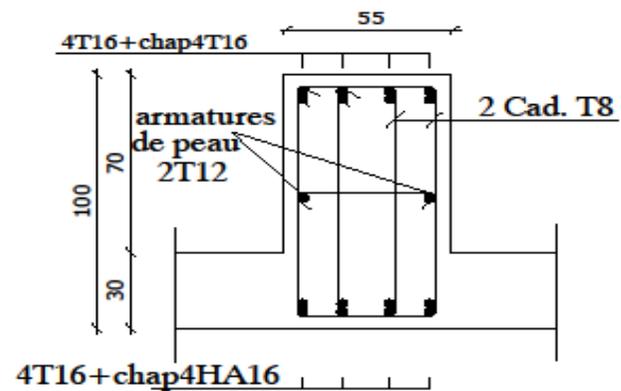
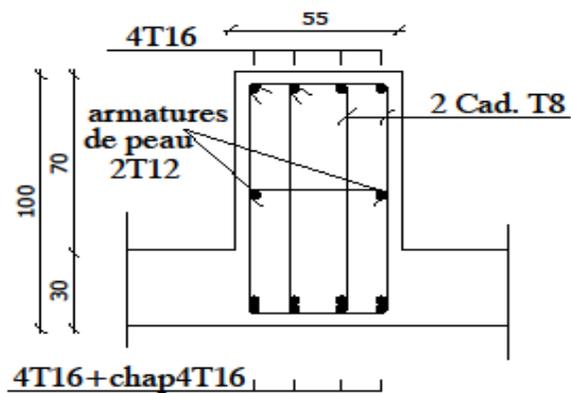
FERRAILLAGE DU RADIER DANS LE SENS TRANSVERSALE



ferrailage des nervures longitudinales



ferrailage des nervures transversales



Chapitre VIII

Etude de mur plaque

VIII) Mur plaque :

VIII-1) Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mure plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumise ou qu'il mobilise.

VIII-2) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le R.P.A 99 (Art .10.1.2 - page 81) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII-3) Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : Contrainte horizontale;

σ_V : Contrainte verticale;

$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$ avec : $K_0 = 1 - \sin \varphi$

K_0 : coefficient des poussées de terres au repos;

φ : Angle de frottement interne;

VIII-4) Données de calcul :

Surcharges éventuelles $q = 10\text{KN} / \text{ml}$;

Poids volumique des terres $\gamma = 22\text{KN} / \text{m}^3$;

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$;

Cohésion $c = 0$

VIII-5) Calcul des sollicitations

$K_0 = 0,5$ (pour le sable)

$\sigma_V = q + \gamma h$ avec : $0 < h < H$

A l'E.L.U

$\sigma_H = K_0 (1,5 q + 1,35 \gamma h)$

$h = 0 \Rightarrow \sigma_H = 7.5\text{KN} / \text{m}^2$

$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 68.08 \text{ KN} / \text{m}^2$

A l'E.L.S

$\sigma_H = K_0 (q + \gamma h)$

$h = 0 \Rightarrow \sigma_H = 5\text{KN} / \text{m}^2$

$h = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 49.88 \text{ KN} / \text{m}^2$

VIII-6) Diagramme des contraintes

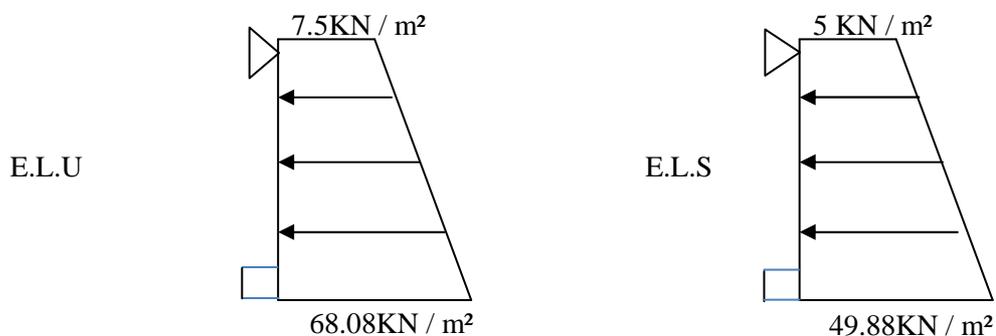


Fig. VII-1– Diagramme des contraintes

VIII-7) Charge moyenne

La charge moyenne à considérer dans le calcul pour une bande d'un mètre est :

A l'E.L.U :

$$q_u = \frac{(3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1m}{4} = \frac{(3 \times 68.08 + 7.5) \times 1m}{4} = 54.79 \text{ KN / ml}$$

A l'E.L.S :

$$q_s = \frac{(3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1m}{4} = \frac{(3 \times 49.88 + 5) \times 1m}{4} = 38.66 \text{ KN / ml}$$

VIII-8) Ferrailage du mur plaque :**a) Méthode de calcul**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees de quatre cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

b) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur quatre (04) appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée 0,85
- Moments d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0.3 (appuis de rive)
 - 0.5 (autres appuis)

c) Identification des panneaux

$l_x = 4.08 \text{ m}$ et $l_y = 4.50 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.50} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases} \quad (\nu = 0)$$

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 = 0,0448 \times 54.79 \times (4.08)^2 = 40.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,798 \times 40.86 = 32.61 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments

Sens X-X

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,3 \times M_{ox} = 0,3 \times 40.86 = 12.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 40.86 = 34.73 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 32.61 = 16.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 32.61 = 27.72 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage du mur plaque :**Armatures principales :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, on considérant le moment maximal au niveau de l'appui et en travée.

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

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	S _t (cm)
X-X	Appuis	12.26	0.026	0.987	2.00	2.17	6HA12=6.78cm ²	17
	Travée	34.73	0.075	0.9605	5.77	2.17	6HA12	17
Y-Y	Appuis	16.30	0.035	0.9825	2.65	2.17	6HA12	17
	Travée	27.72	0.060	0.969	4.57	2.17	6HA12	17

Armatures horizontal (de répartitions):

$$A_h = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2; \text{ Soit } 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement } S_t = 17 \text{ cm}.$$

f) Recommandations du R.P.A 99

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical) ;

$$A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont liées par quatre (04) épingles / m² de HA 8.

VIII-9) Vérifications :**➤ ELU :****1) Condition de non fragilité (BAEL91-art A.4.2, 1) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

$$D'où : A_{\min} = (0,23) (100) (18) \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

2) Vérification des espacements des barres (BAEL91-art A.4.5, 34) :

La fissuration étant préjudiciable ; donc les espacements entre les barres doivent vérifiées :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{ 20\text{cm} ; 1,5 h \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 17\text{cm} \leq 20\text{cm}$ (condition vérifiée).

3) Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 211):

On a :

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

Pour les HA10 : $l_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 40 \text{ cm}.$

Pour les HA12 : $l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.33 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 45 \text{ cm}.$

➤ **ELS :**

1) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL91-art A.4.5, 2) :

Contrainte dans le béton :

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

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

- Sachant que :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b d} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

2) Identification des panneaux

$l_x = 4.08 \text{ m}$ et $l_y = 4.50 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.50} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0519 \\ \mu_y = 0,861 \end{cases} \quad (\nu = 0.2)(ELS)$$

$$M_{ox} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0519 \times 38.66 \times (4.08)^2 = 33.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,861 \times 33.40 = 28.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3) Correction des moments :

Sens X-X

Aux appuis : $M_{as} = 0,3 \times M_{ox} = 0,3 \times 33.40 = 10.02 \text{ KN} \cdot \text{m}$

En travées : $M_{ts} = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 33.40 = 28.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Sens Y-Y

Aux appuis : $M_{as} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 28.76 = 14.38 \text{ KN} \cdot \text{m}$

En travées : $M_{ts} = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 28.76 = 24.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Sens	Zone	M_s	A_{st}	ρ	K_1	β_1	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	10.02	6.78	0.38	37.355	0.8645	94.97	348	2.54	15	CV
	travées	28.39	6.78	0.38	37.355	0.8645	269	348	7.20	15	CV
y-y	Appuis	14.38	6.78	0.38	37.355	0.8645	136.3	348	3.65	15	CV
	travées	24.45	6.78	0.38	37.355	0.8645	231.7	348	6.20	15	CV

4) Vérification au cisaillement (BAEL91-art A.5.1, 211):

La fissuration étant préjudiciable; la contrainte de cisaillement doit donc vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ (MPa)}.$$

$$V_{max} = \frac{q}{2} * l = \frac{38,66}{2} * 4,08 = 78,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{78,86 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,44 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}. \text{ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

5) Vérification de la flèche:

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b d} < \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : h=20cm

L : portée entre nue d'appuis.

M_t : moment max en travées.

M₀ : valeur max du moment isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 28,39 = 21,30 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 38,66 \text{ KN/ml}$$

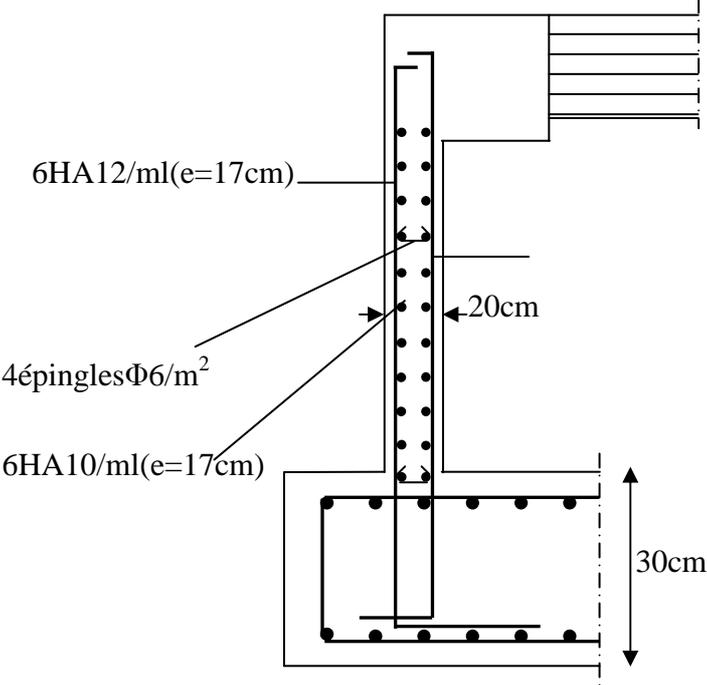
$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 38,66 \times \frac{4,08^2}{8} = 80,44 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_t}{10M_u} = \frac{21,30}{10 \times 80,44} = 0,026 \text{ (vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b d} = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ (vérifiée)}$$

Les conditions sont vérifiées donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



Ferrailage du mur plaque dans les deux sens

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion :

Aucours de ce projet de fin d'études, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée, situé à Tizi-Ouzou, cet immeuble d'habitation en béton armé de (R+6+SSOL) est caractérisé par un contreventement par voiles porteurs.

Le travail mené sur cette structure a permis de tirer les conclusions suivantes :

-Concernant le pré-dimensionnement des éléments structuraux (portiques-voiles), on a veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par le règlement parasismique et CBA. Pour ce cas, on a pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi on a pu conclure que le rôle de béton et l'acier a été assuré.

-Concernant le système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques on a pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système à un contreventement par voiles conformément à (l'article 3.4.4a) du RPA version 2003. on a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problèmes de torsion. on peut constater que le ferrailage des voiles est plus important que les portiques. Cette remarque vient du fait que la fonction et le pourcentage de participation des voiles au contreventement est important que les portiques.

-vue l'importance de la surface des semelles calculées qui dépasse 50% de la surface du bâtiment, on a opté pour un radier nervuré.

-Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité de bâtiment ont été vérifiées. Au final le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.

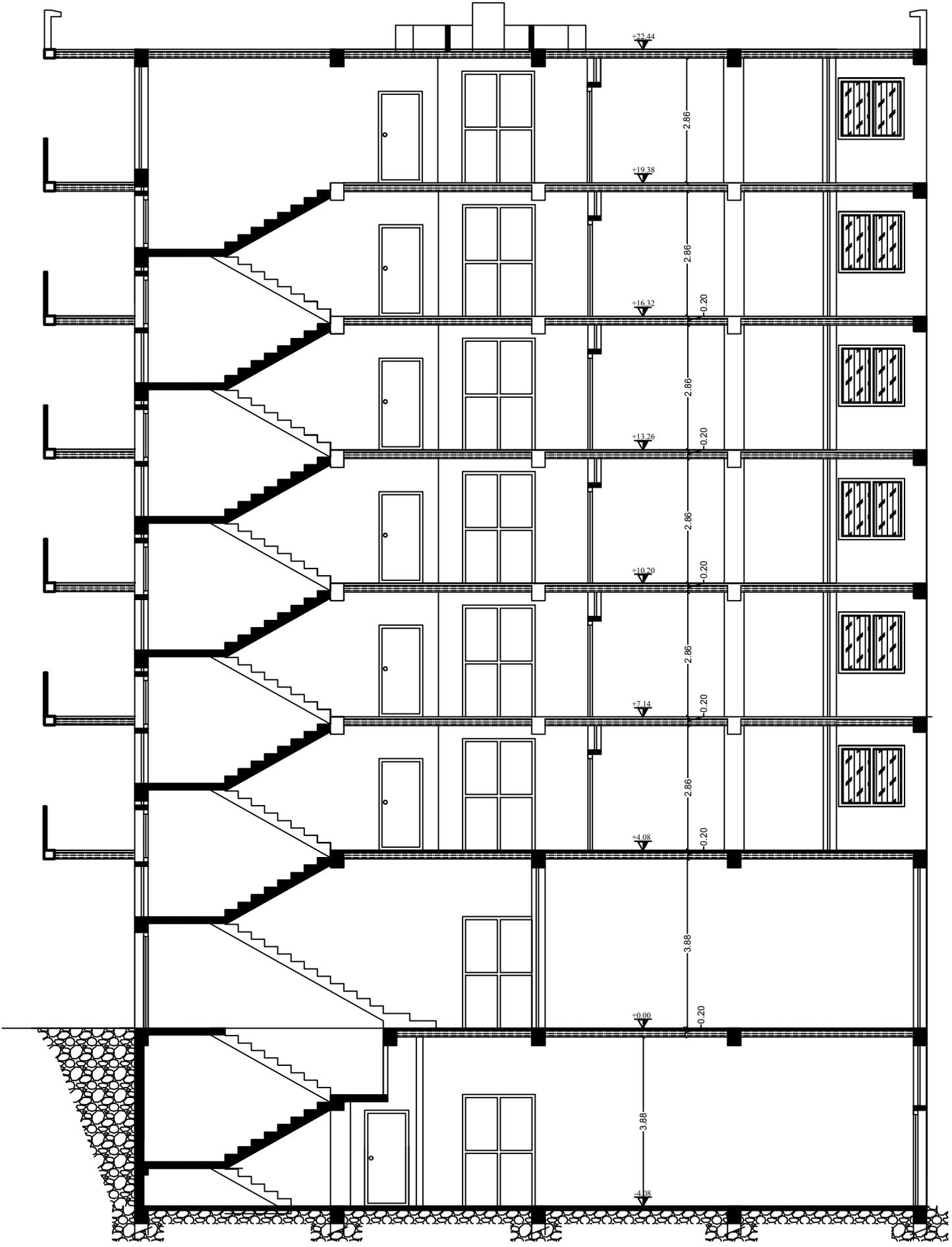
-En définitif, on peut conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, on a pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

Conclusion générale

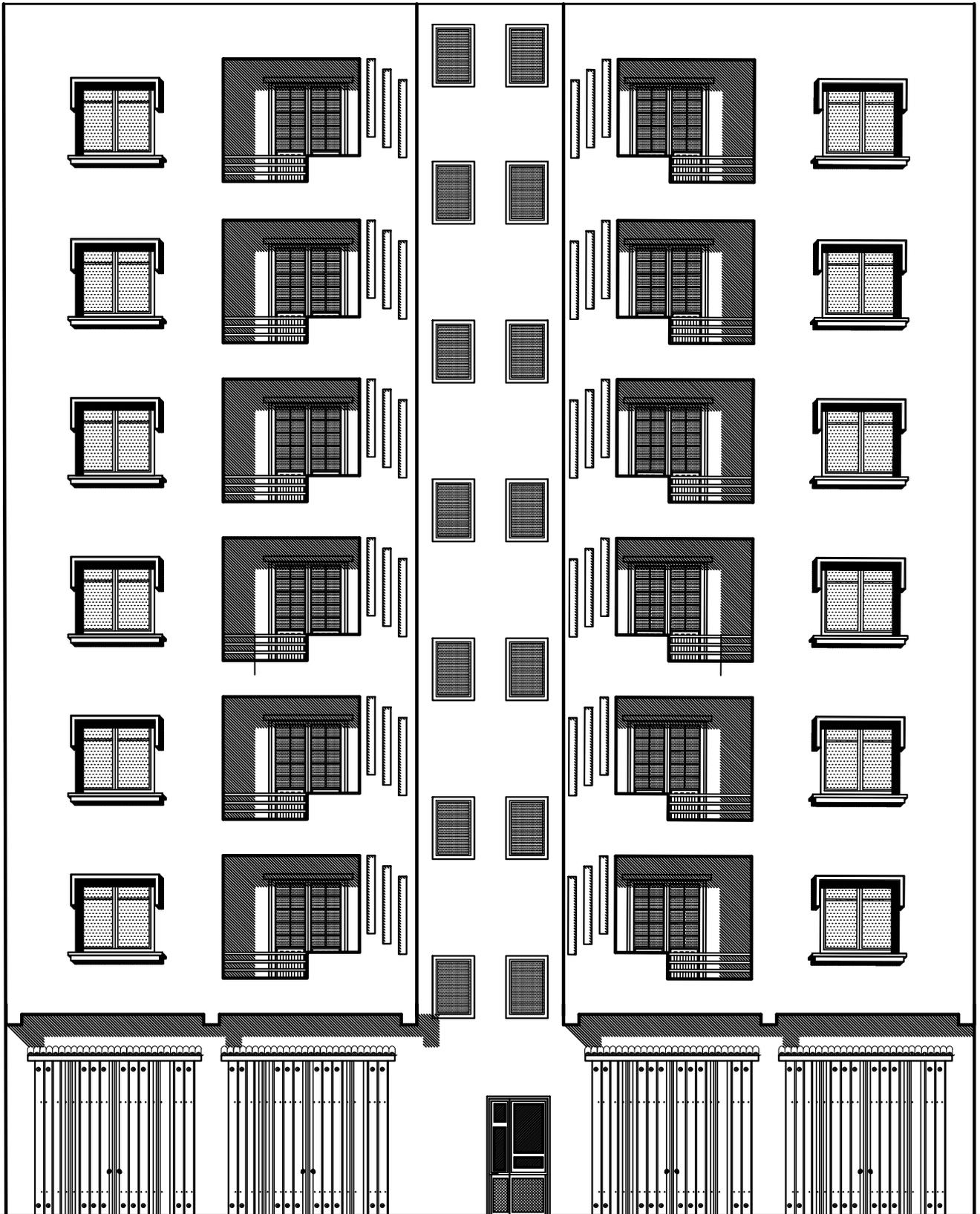
Bibliographie

- ✚ Béton armé. BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (JEAN- PIERRE MOUGIN)
- ✚ DTR. BC. 22. Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ✚ Règles BAEL 91 modifiés 99.
- ✚ DTR. BC. 2.48. Règles Parasismique Algériennes (RPA99/version 2003).
- ✚ VICTOR DAVIDOVICI, (Formulaire de béton armé Tome 2).
- ✚ Cours et TD pris le long du cursus.
- ✚ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- ✚ La programmation de l'Excel.
- ✚ Les logiciels « ETABS »et AUTO CAD

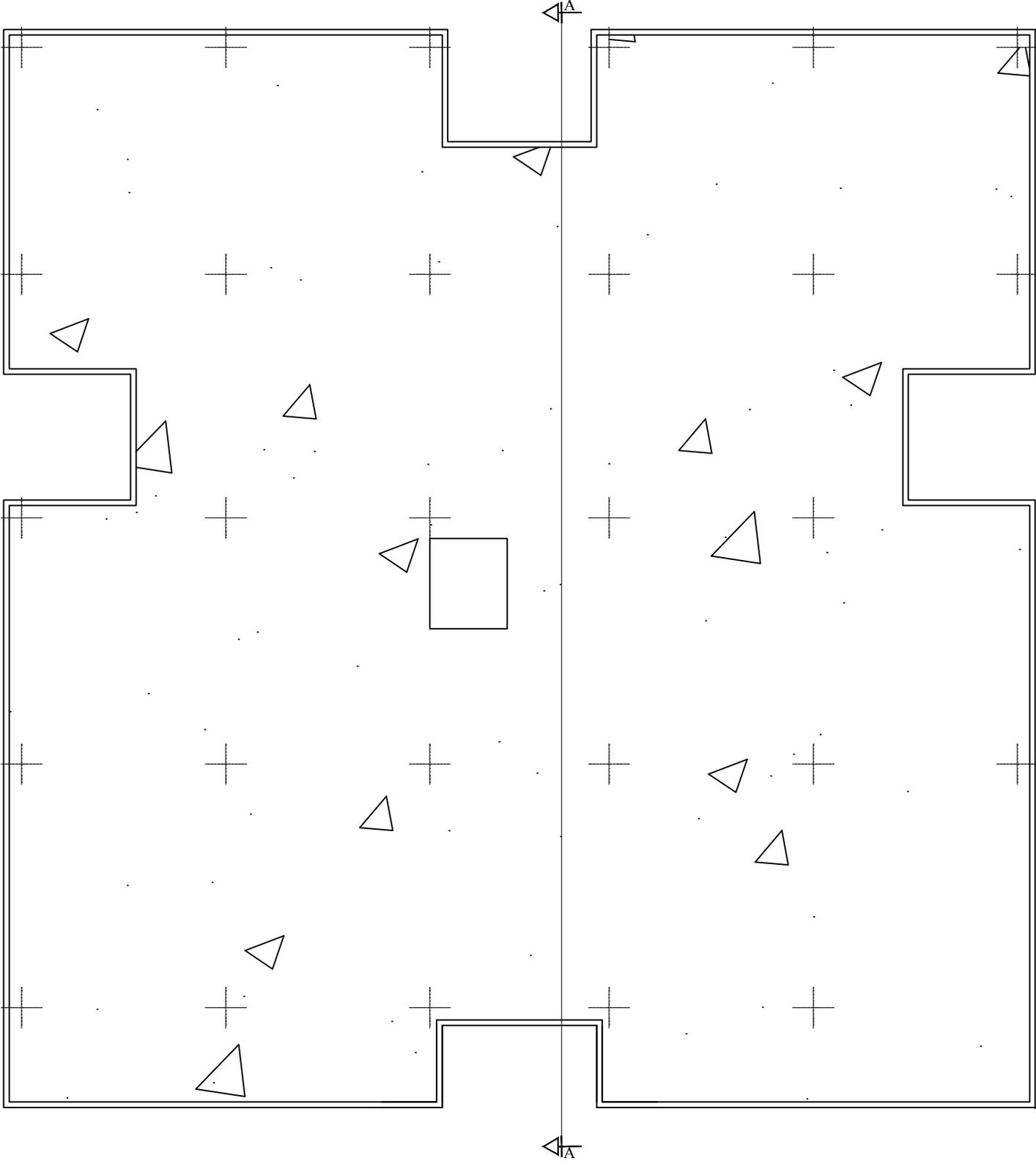
COUPE A-A



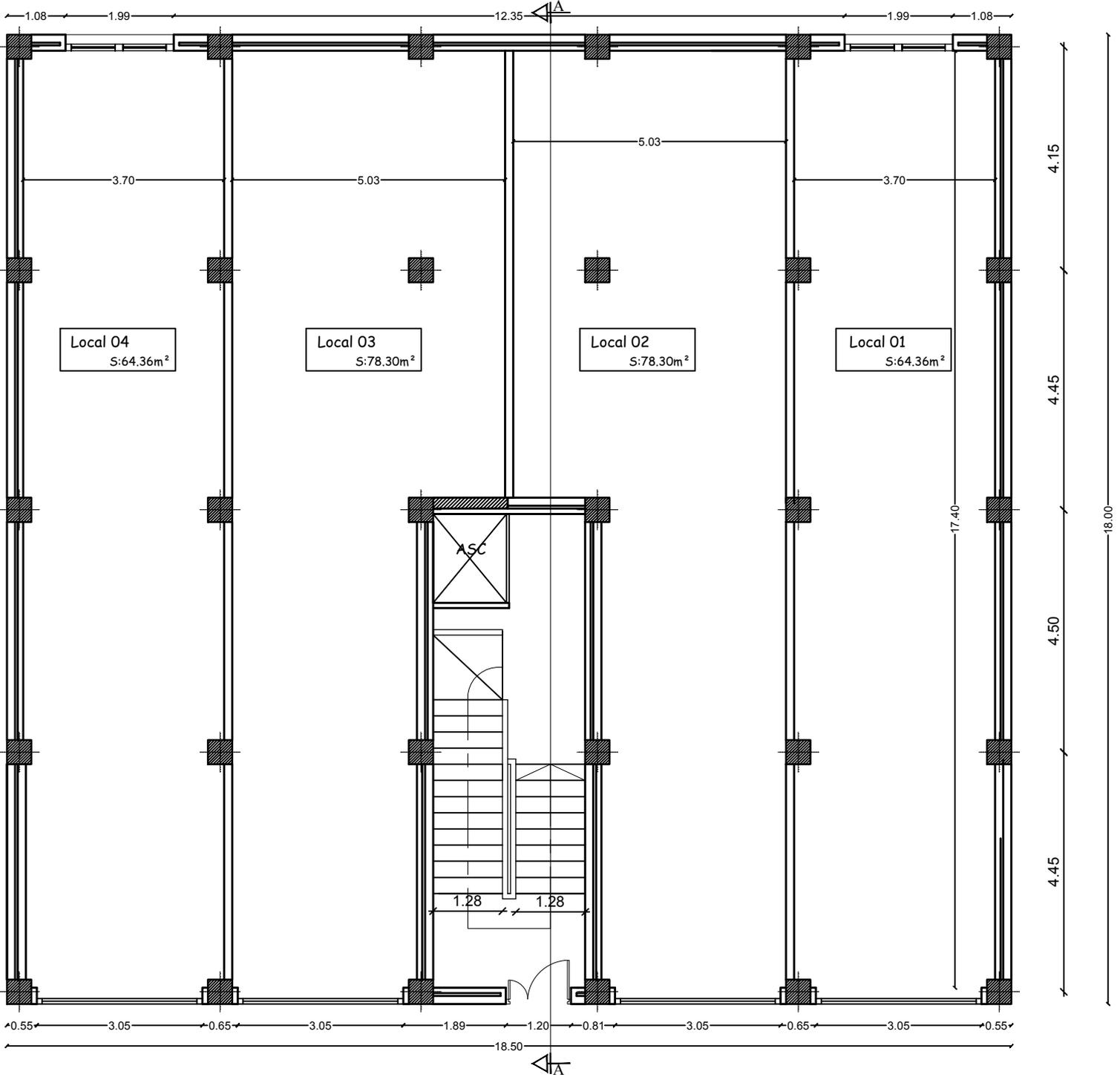
façade principale



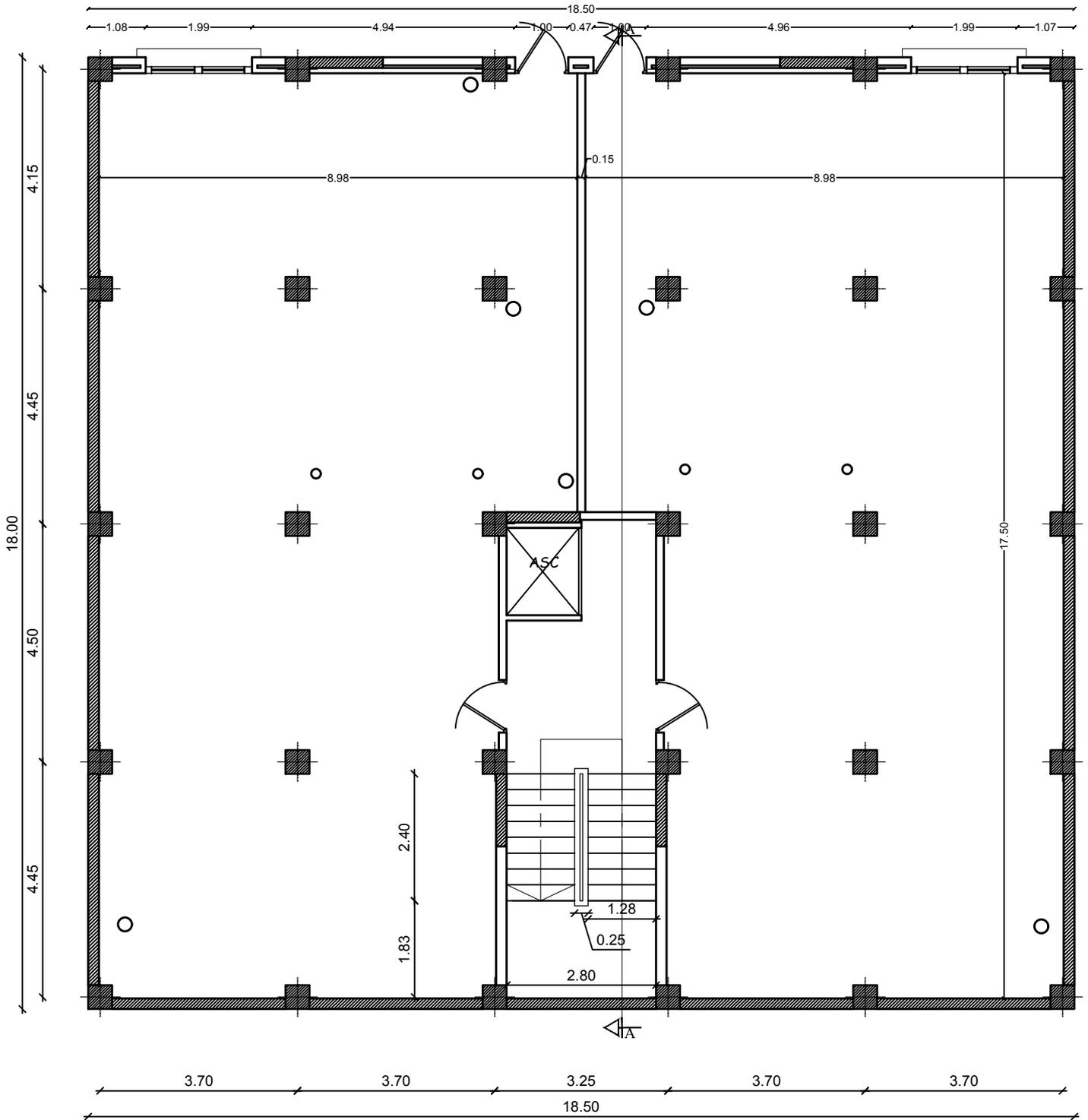
PLAN DE la terrasse

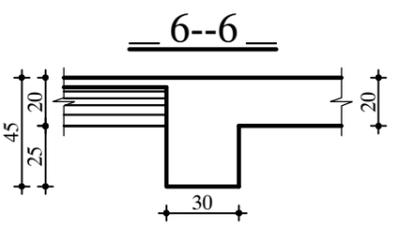
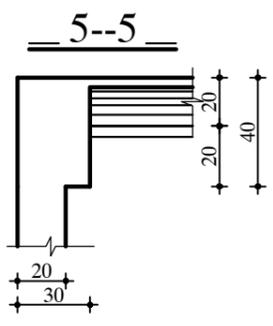
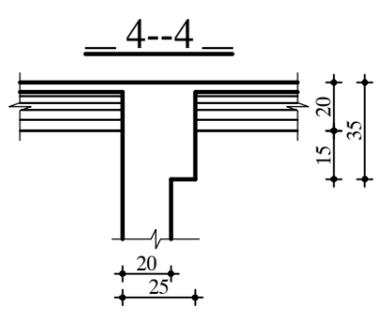
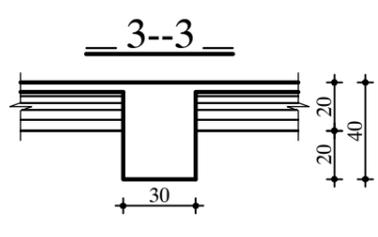
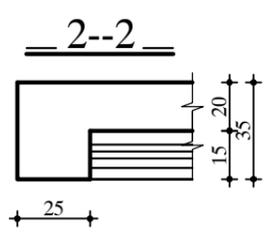
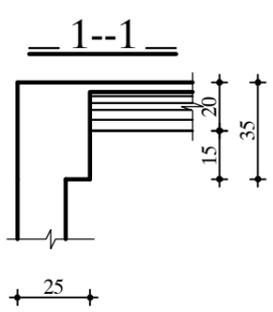
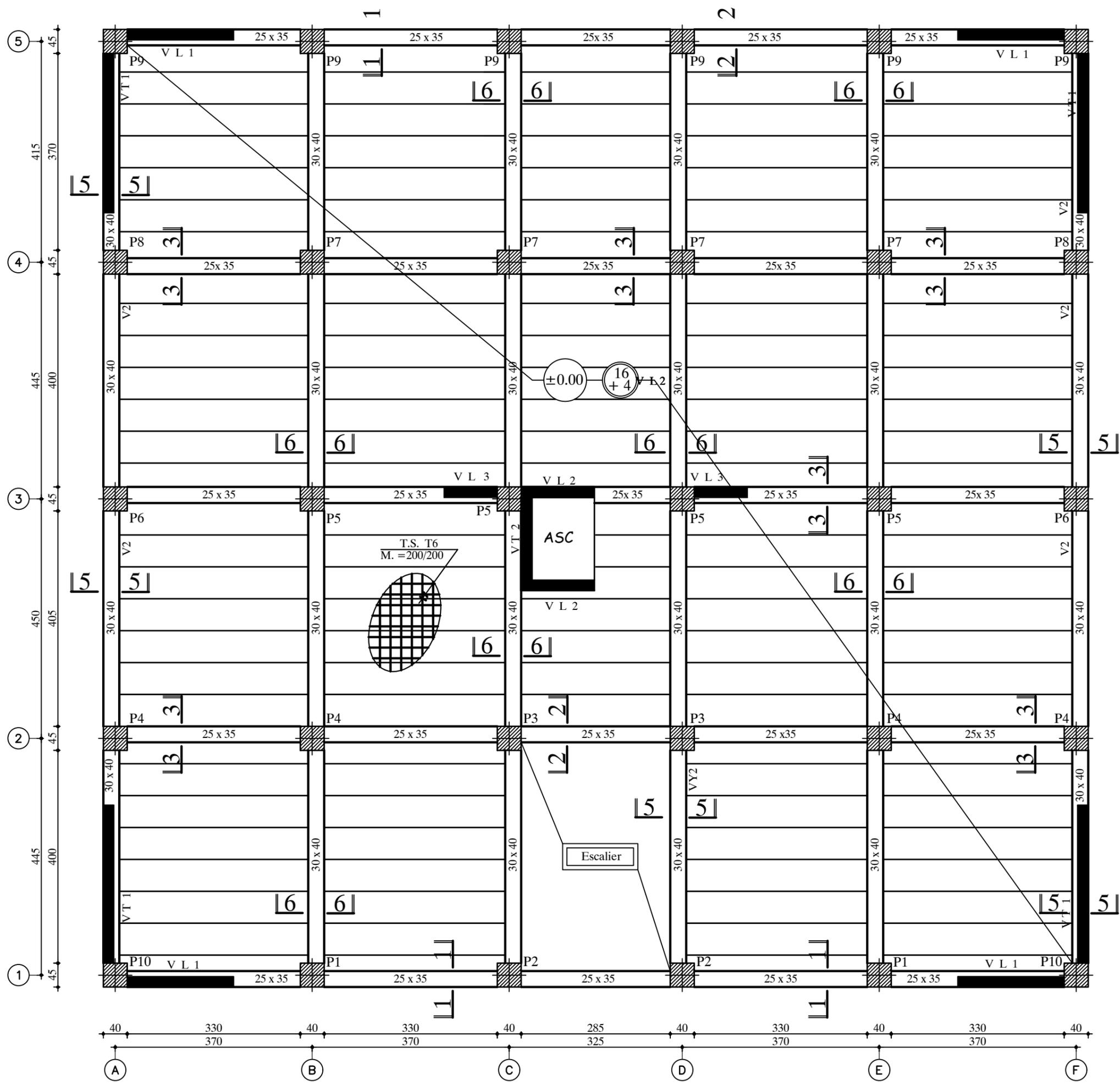


R D C



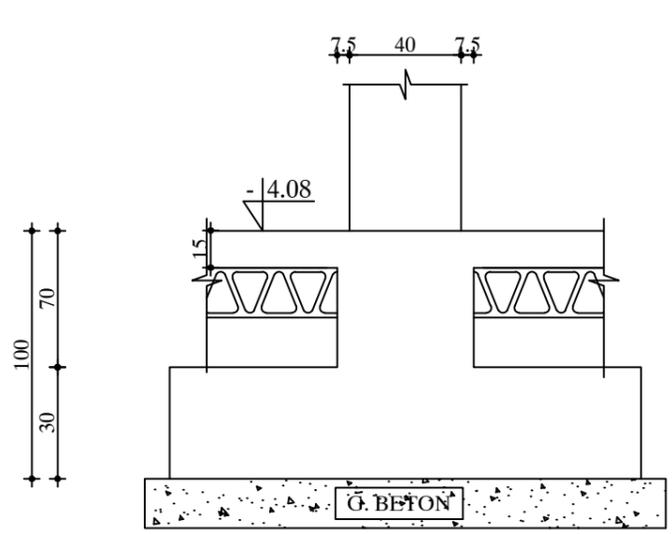
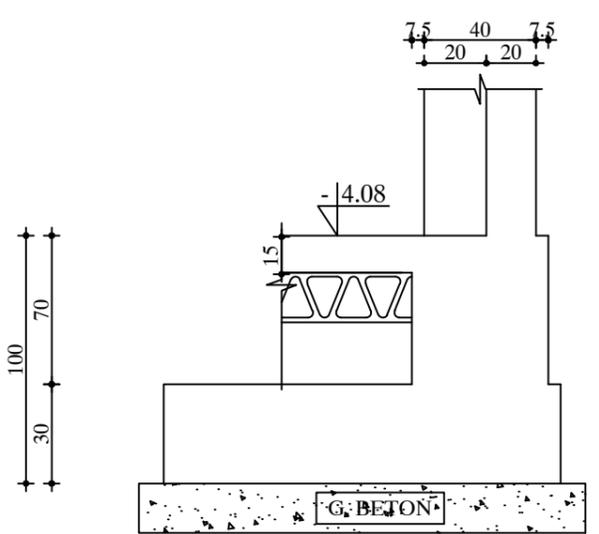
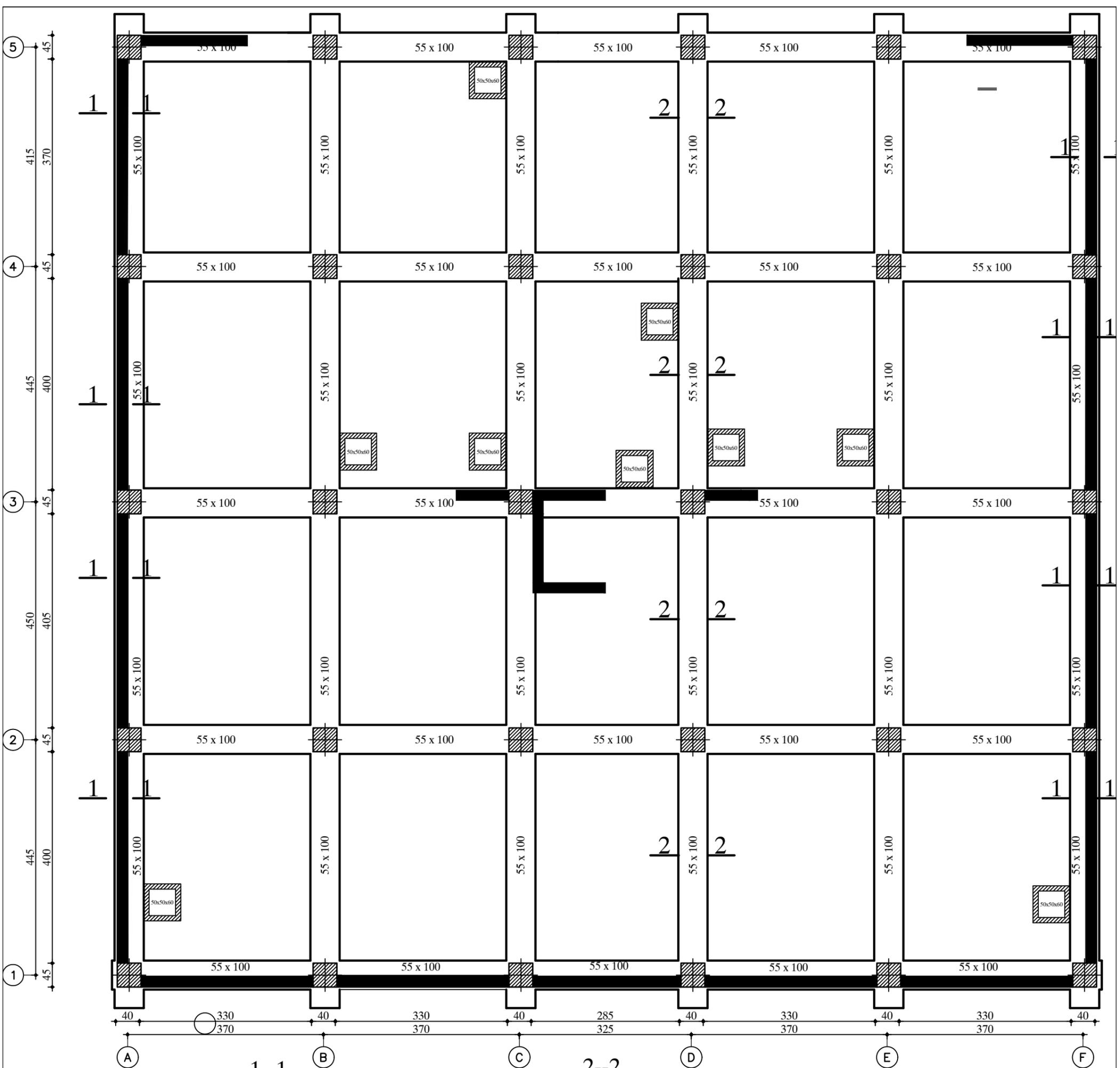
SOUS SOL



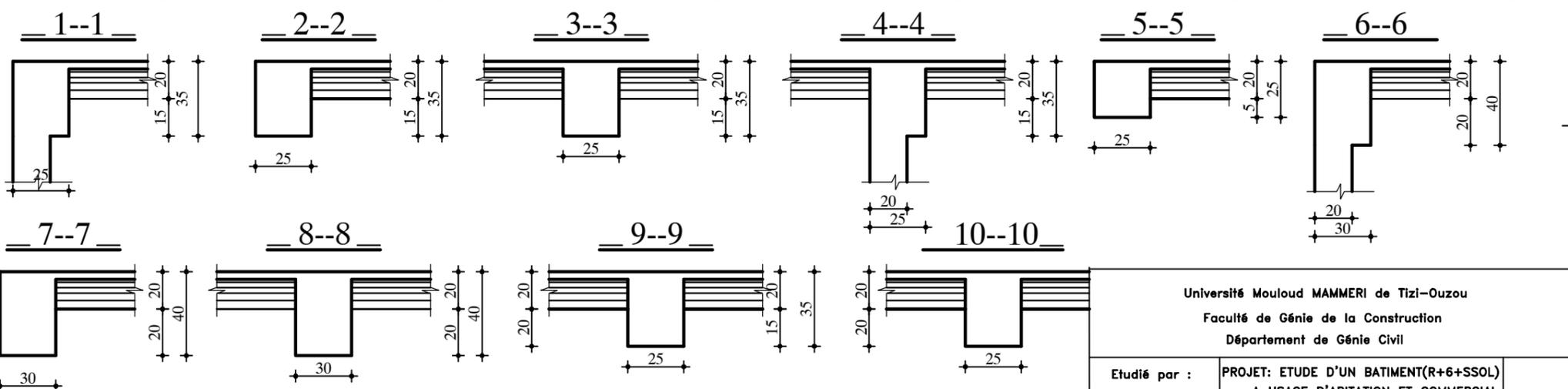
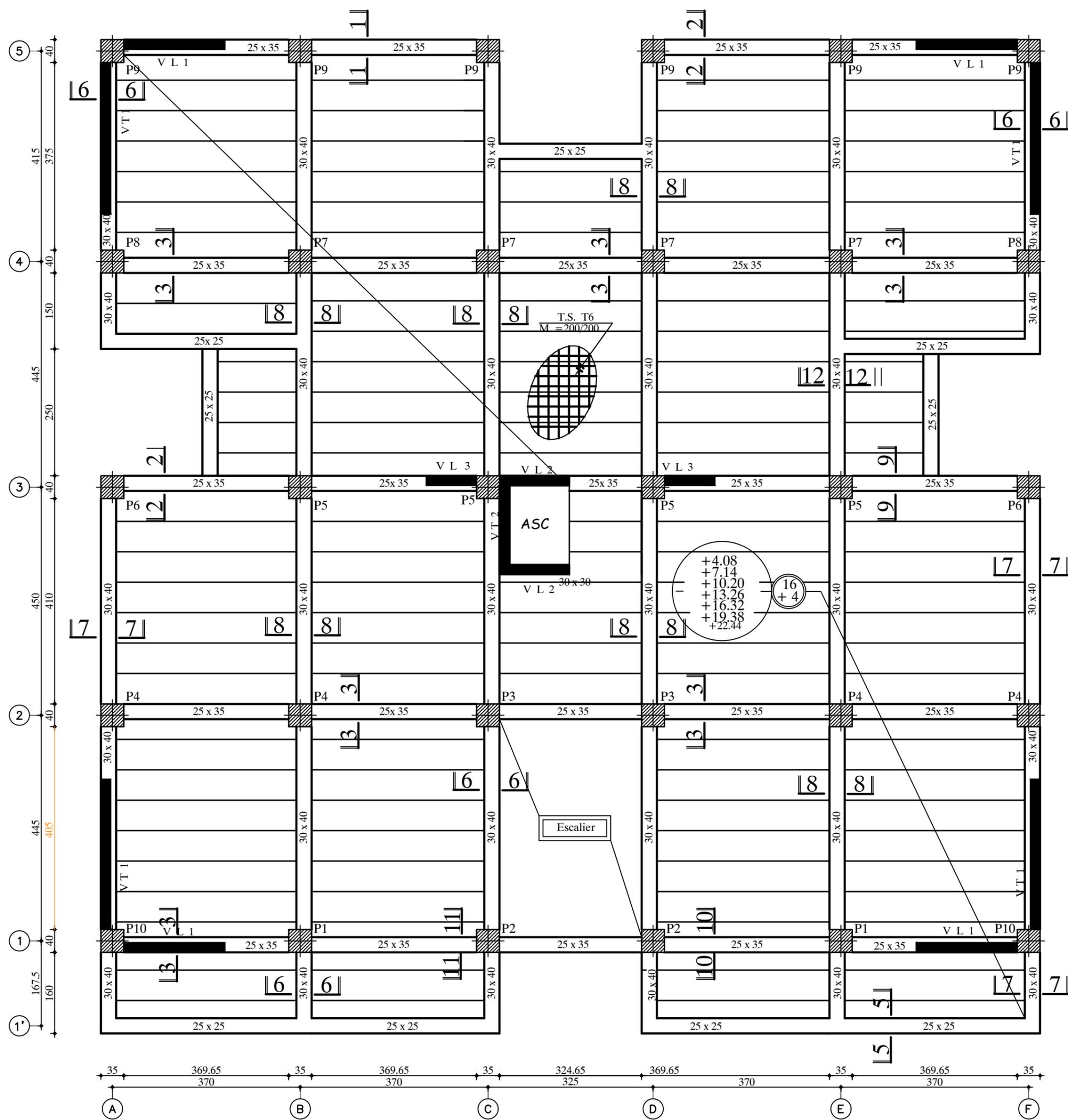


Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE : COFFRAGE DE S-SOL	DATE: 2019

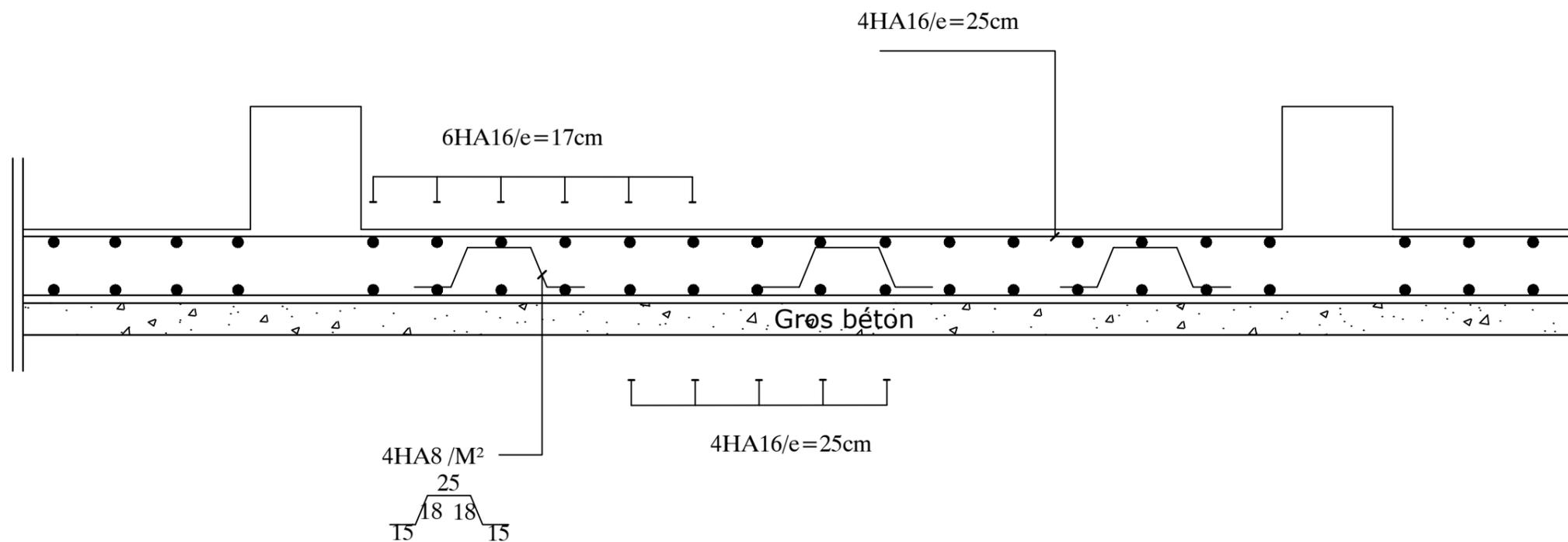


Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: SI-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:COFFRAGE DES FONDATIONS	DATE:2019

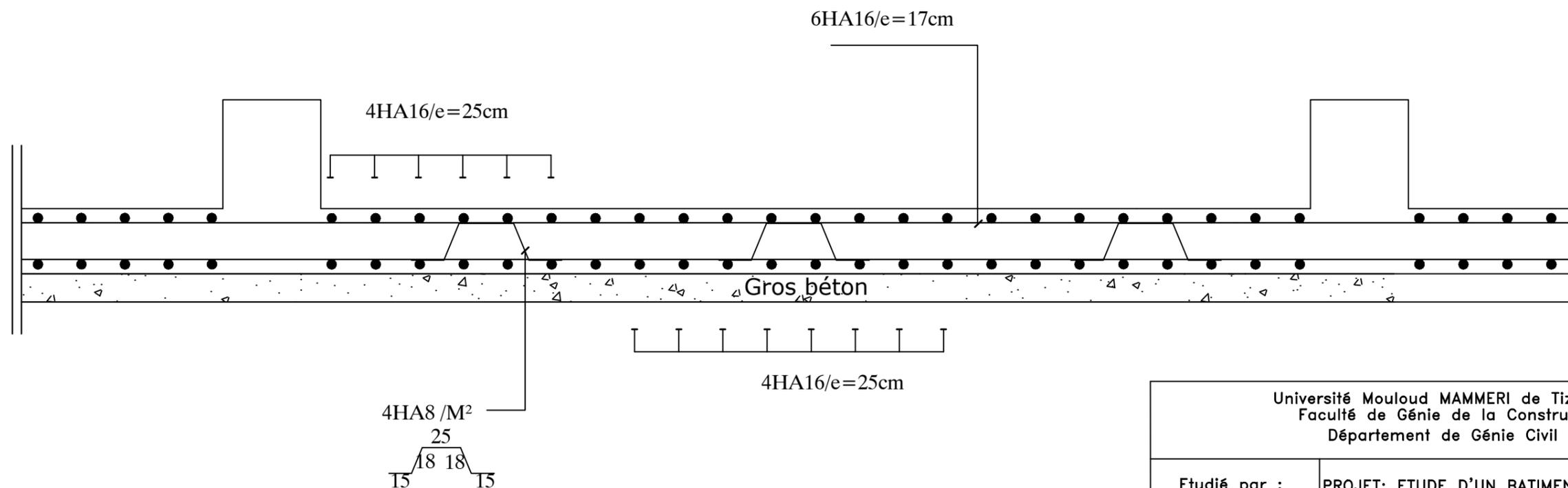


Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:COFFRAGE DE PLANCHER ETAGE COURANT	DATE:2019

ferrailage de la dalle du radier suivant x-x

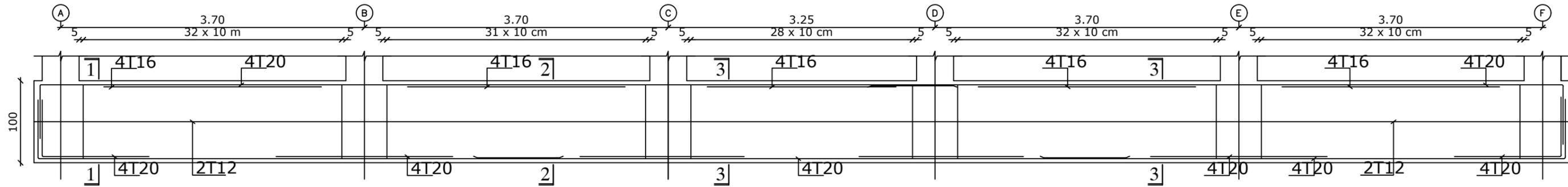


ferrailage de la dalle du radier suivant y-y

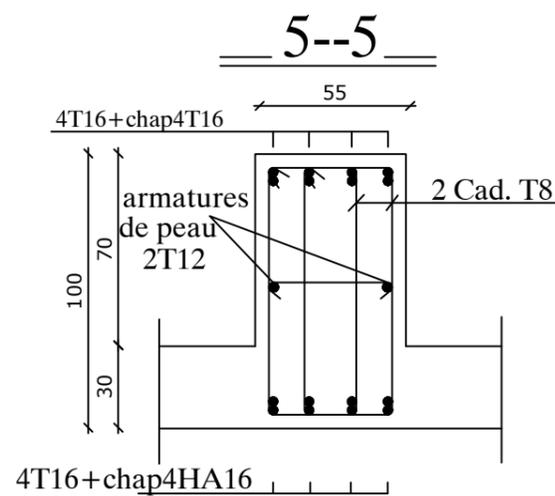
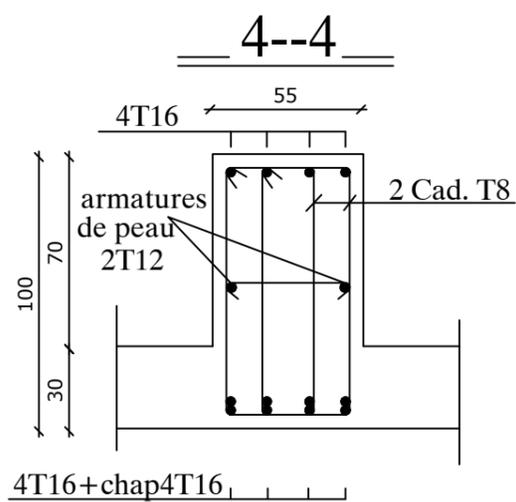
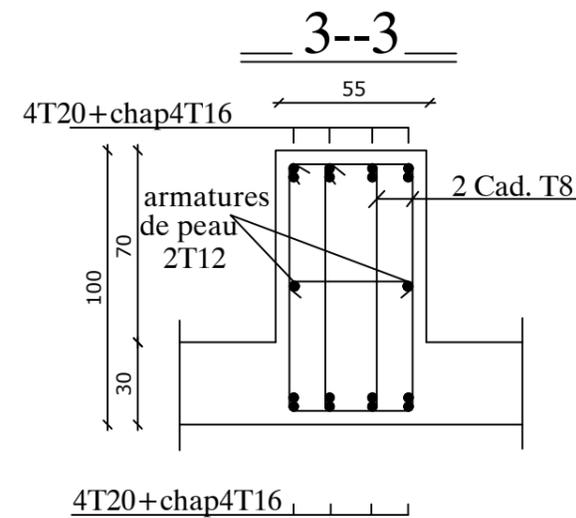
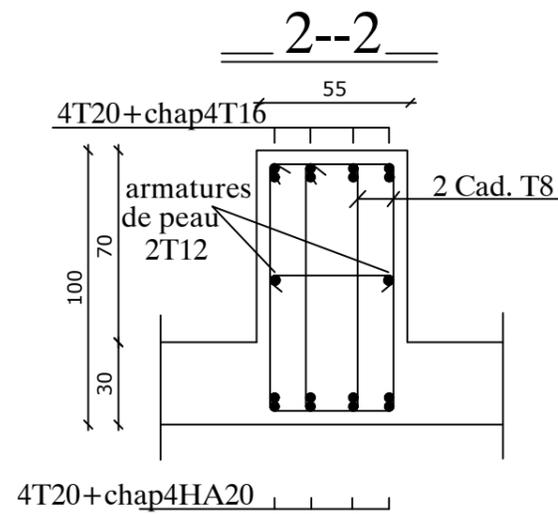
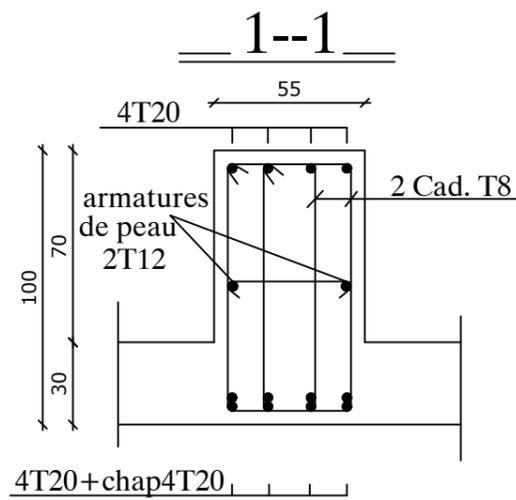
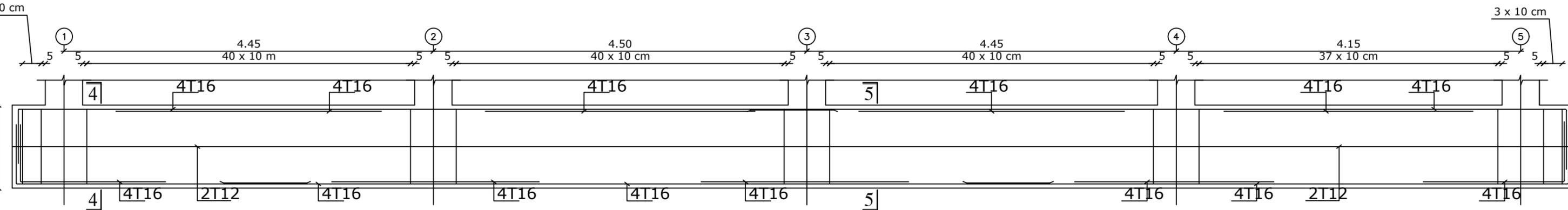


Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:FERRAILAGE DE LA DALLE DU RADIER	DATE:2019

ferrailage des nervures dans le sens longitudinale



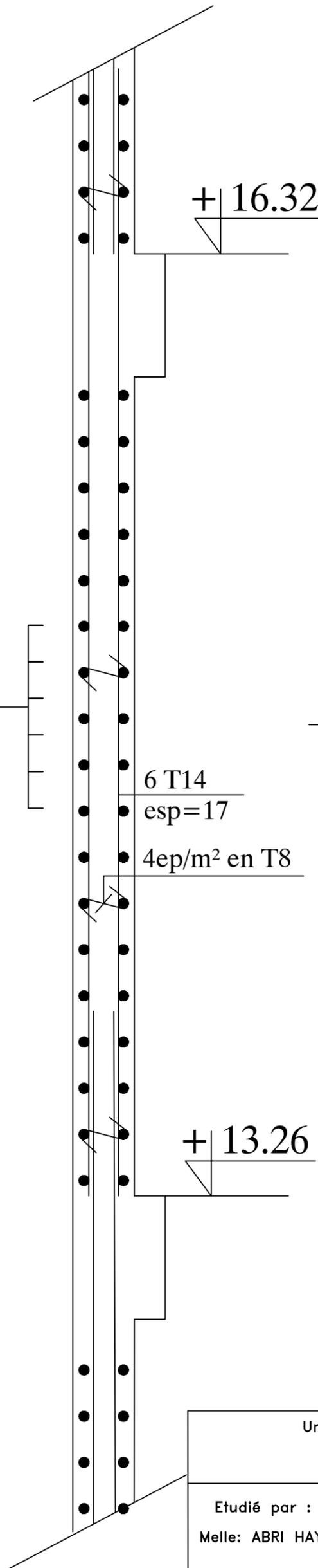
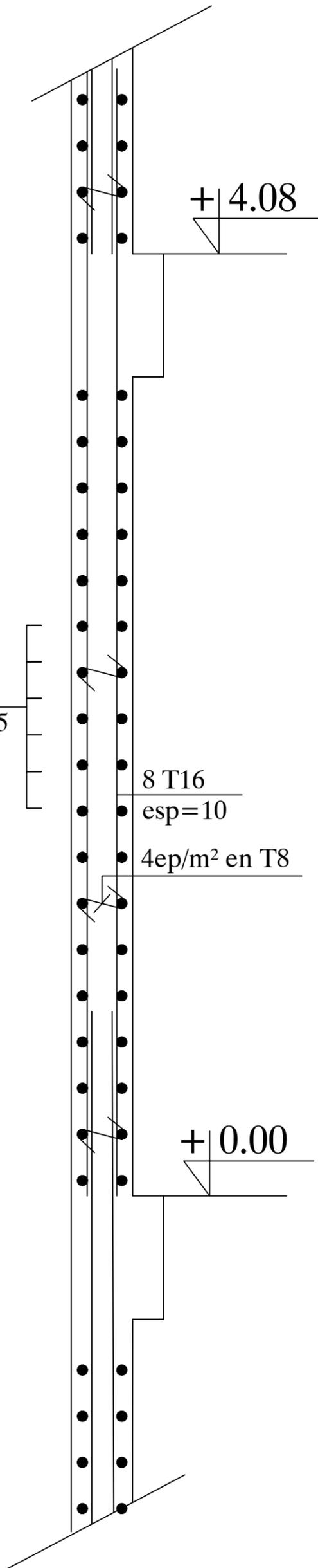
ferrailage des nervures dans le sens transversale



Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:FERRAILAGE DES NERVURES	DATE:2019

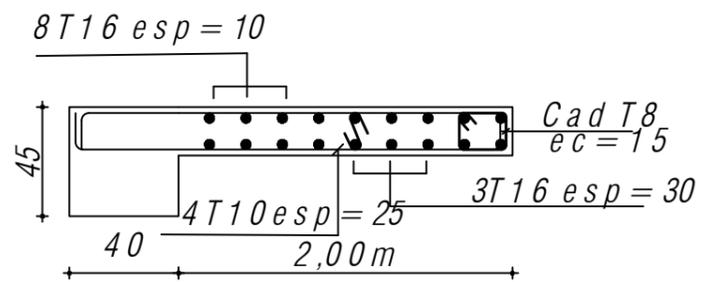
zonel

zonell



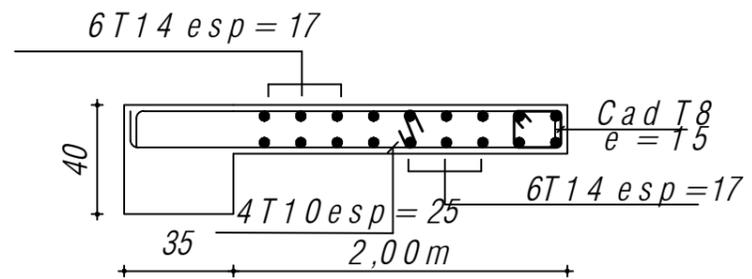
voile VL1(-4.08à13.26m)

zoneI



voile VL1(13.26à22.44m)

zoneII

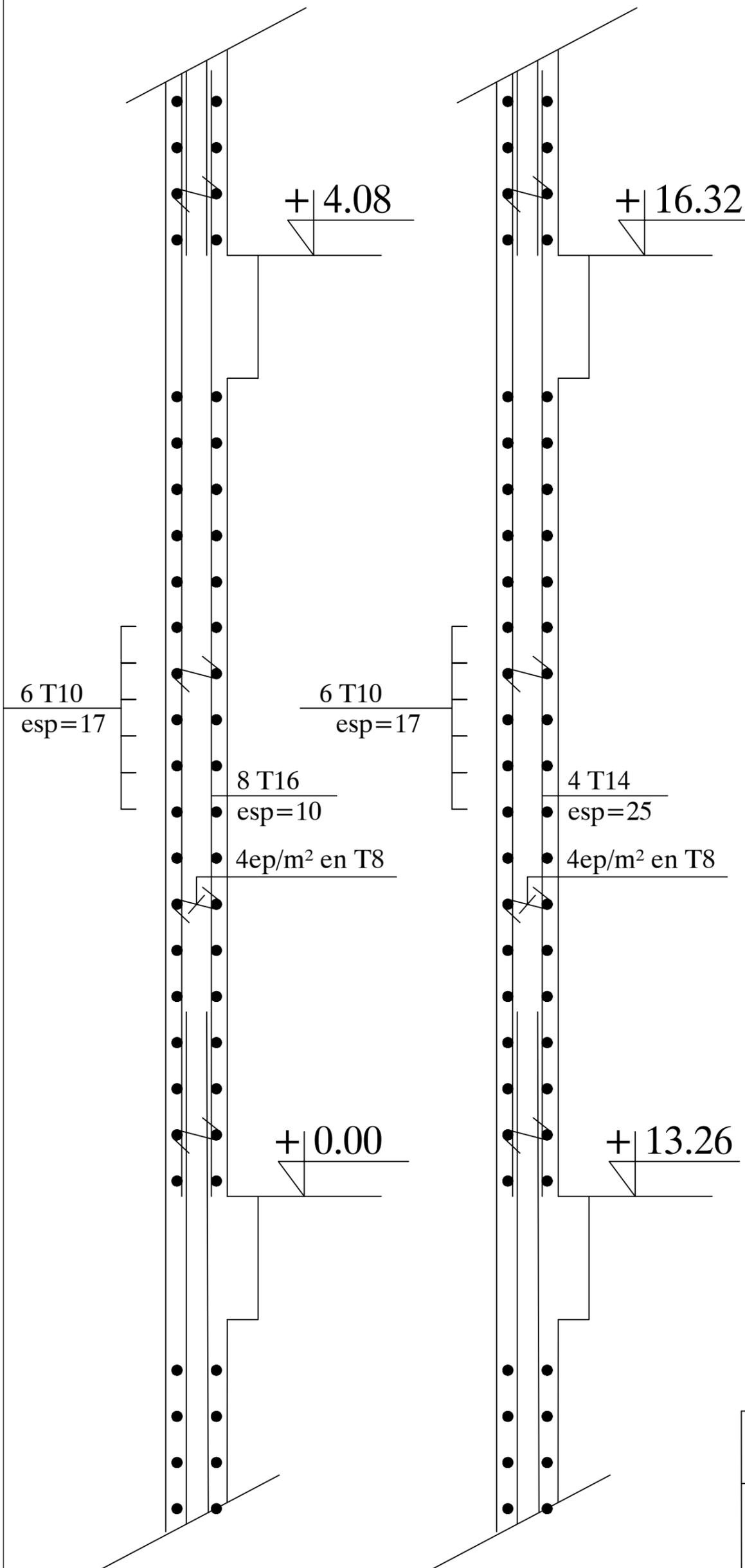


Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX	DATE:2019

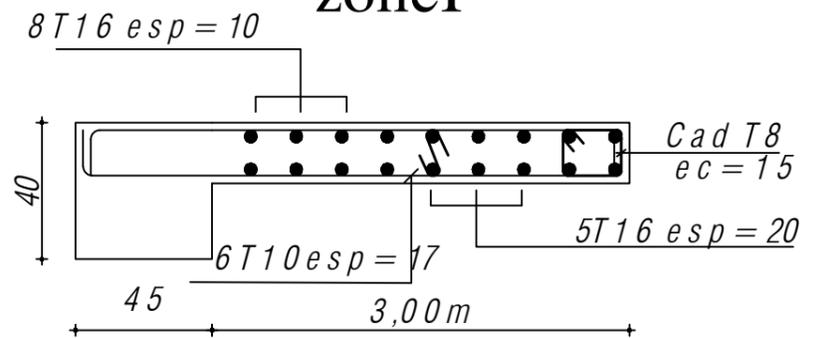
zonel

zonell



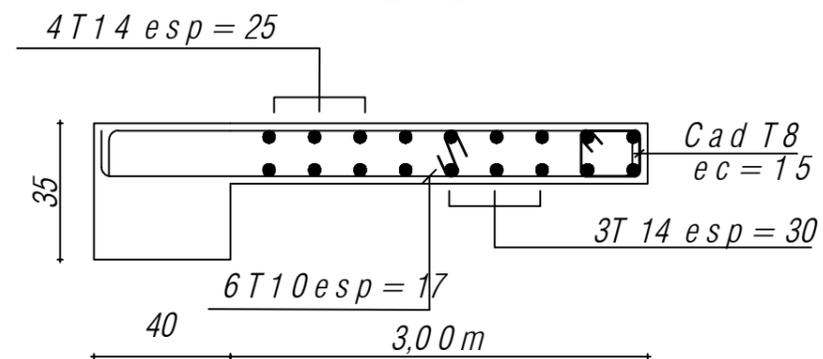
voile VT1(-4.08à13.26m)

zoneI



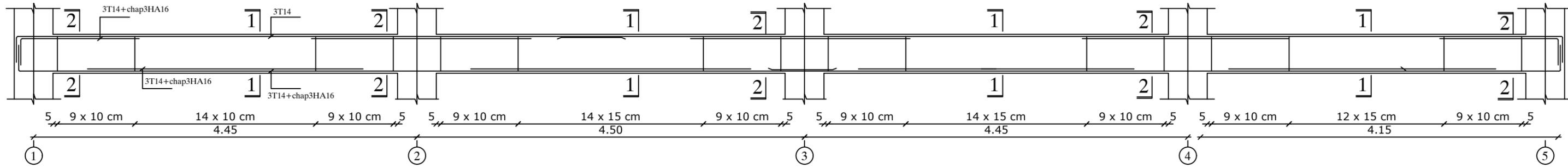
voile VT1(13.26à22.44m)

zoneII

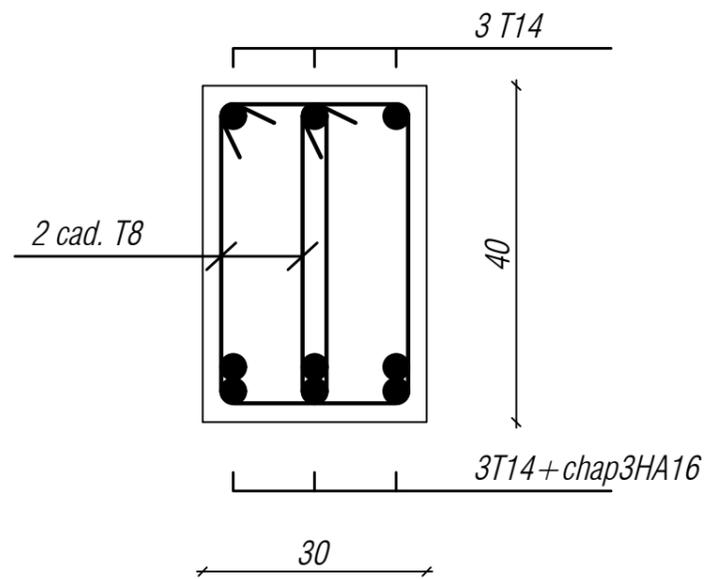


Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

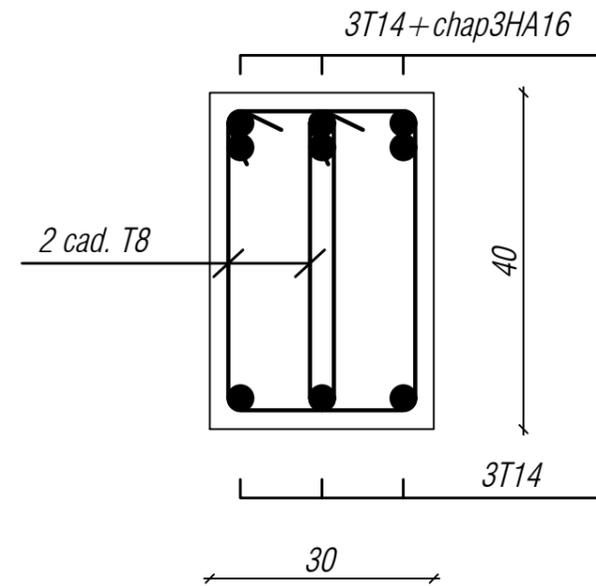
Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX	DATE:2019



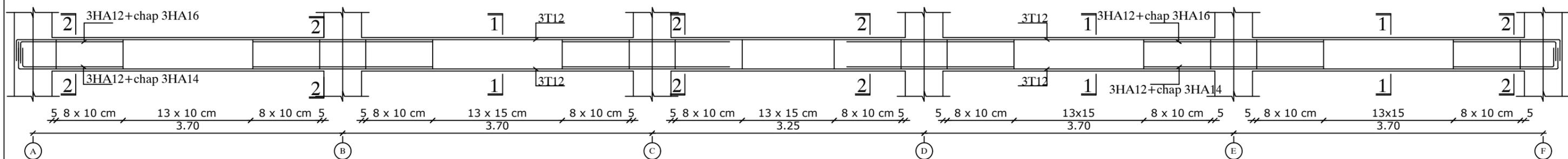
1--1



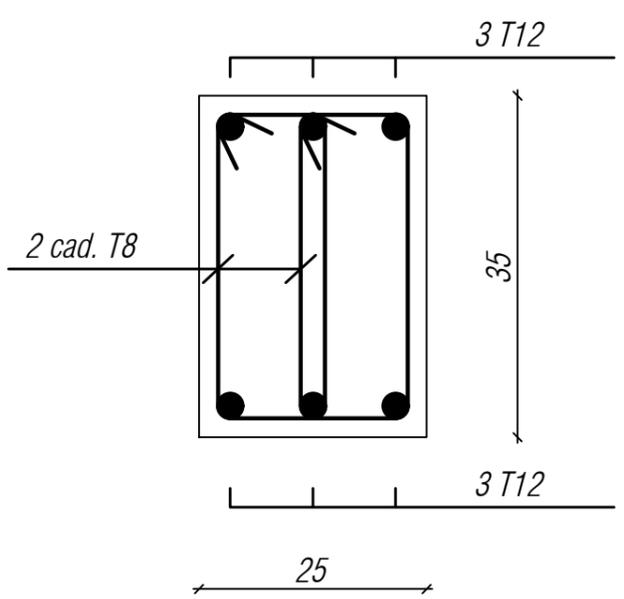
2--2



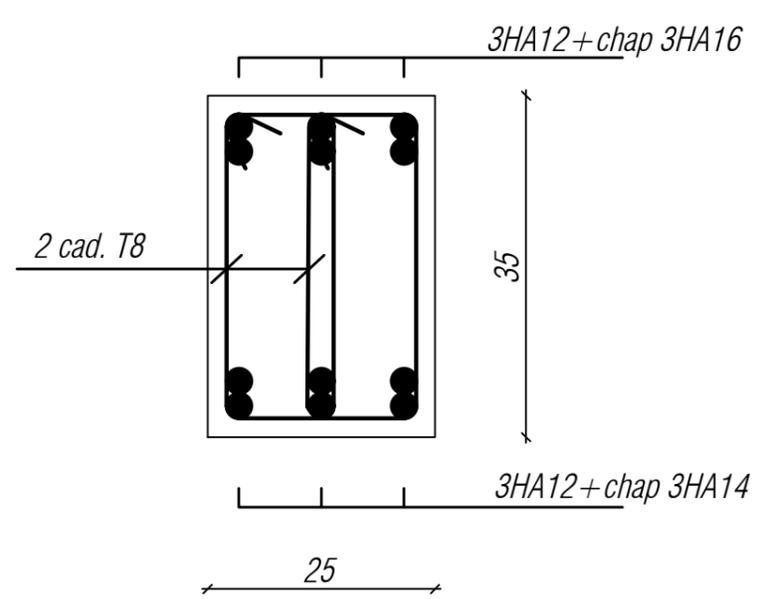
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Étudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	DATE:2019



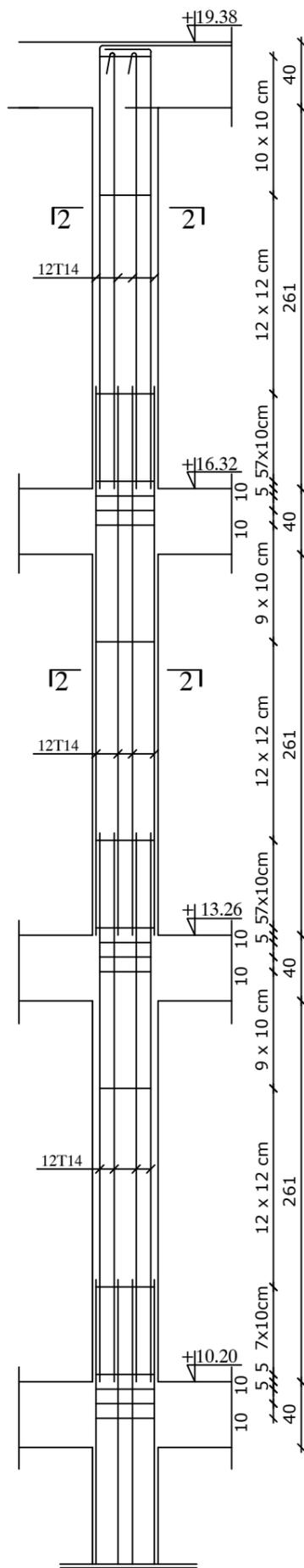
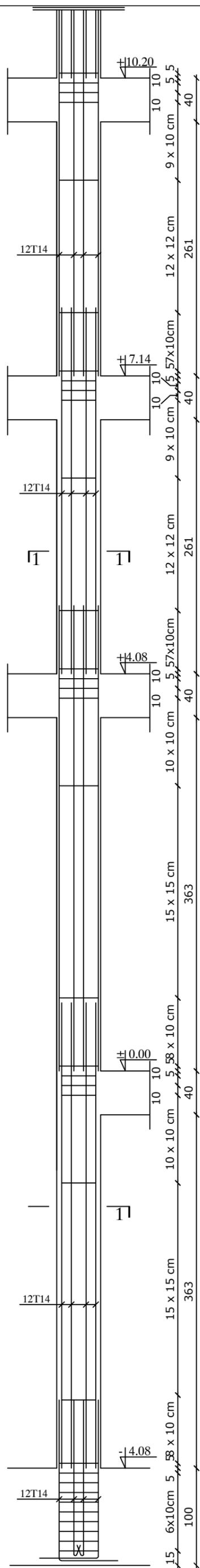
1--1



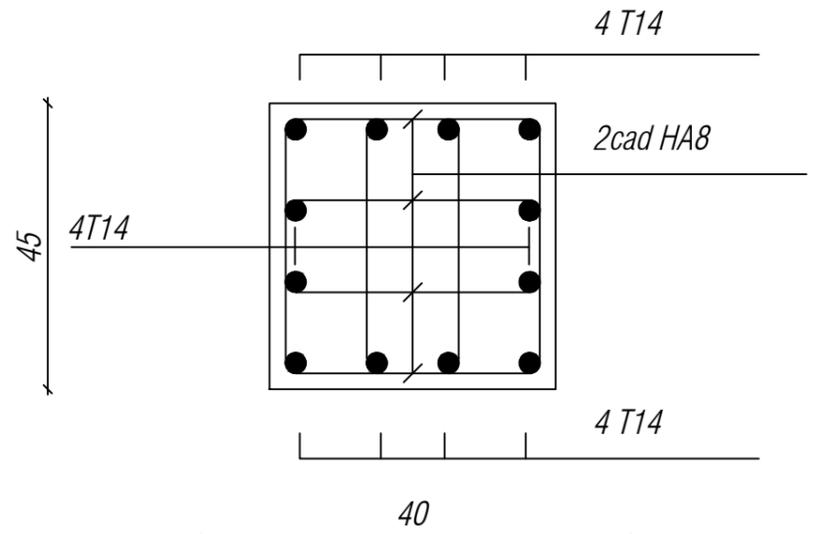
2--2



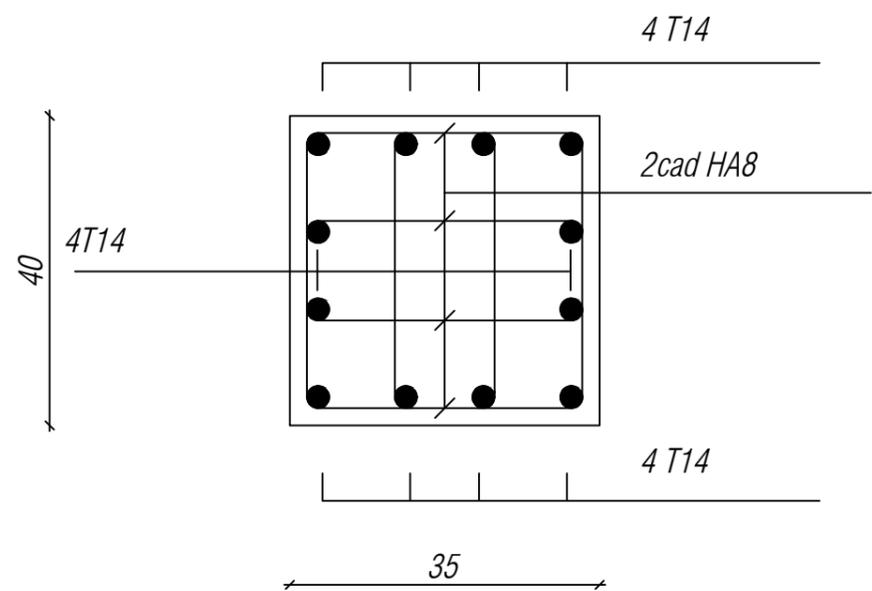
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:FERRAILLAGE DES SECONDAIRES	



1--1



2--2



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Melle: ABRI HAYET	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT(R+6+SSOL) A USAGE D'ABITATION ET COMMERCIAL	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme: Si-Ahmed.H	TITRE DE LA PLANCHE:FERRAILLAGE DES POTEaux	DATE:2019