

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : construction civiles et industrielles.



TEME

Etude d'une Structure hôtelière en

*RDC+8+Mezzanine+Entresol+Sous sol contreventée par
voiles et portiques par l'application d' ETABS*

Étudiée par :

M^{elle} BOUZZOUNI Fatima

M^{elle} DELFOUF Nora

Dirigée par :

M^r MEGHLAT

Année 2017 / 2018

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement au Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr MEGHLAT pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce Mémoire.

Nos remerciements vont également :

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin

Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre Project.

Merci à tous.

The image features a bouquet of yellow lilies on the left side, set against a white lace background. The lilies are in various stages of bloom, with some fully open and others as buds. The lace has a delicate, repeating pattern. The word 'Dédicaces' is written in a blue, stylized font at the top right.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A mes très chers frères et sœurs.*
- *A mon mari et mes chers enfants*
- *A ma belle famille.*
- *A ma binôme Nora et sa famille.*
- *A tous mes amis (es).*

Fatima

The background of the page is a white lace fabric. On the left side, there is a bouquet of yellow lilies with green stems and leaves. The word 'Dédicaces' is written in a blue, stylized font at the top right.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A mes très chers frères et sœurs.*
- *A mon mari.*
- *A ma belle famille.*
- *A ma binôme Fatima et sa famille.*
- *A tous mes amis (es).*

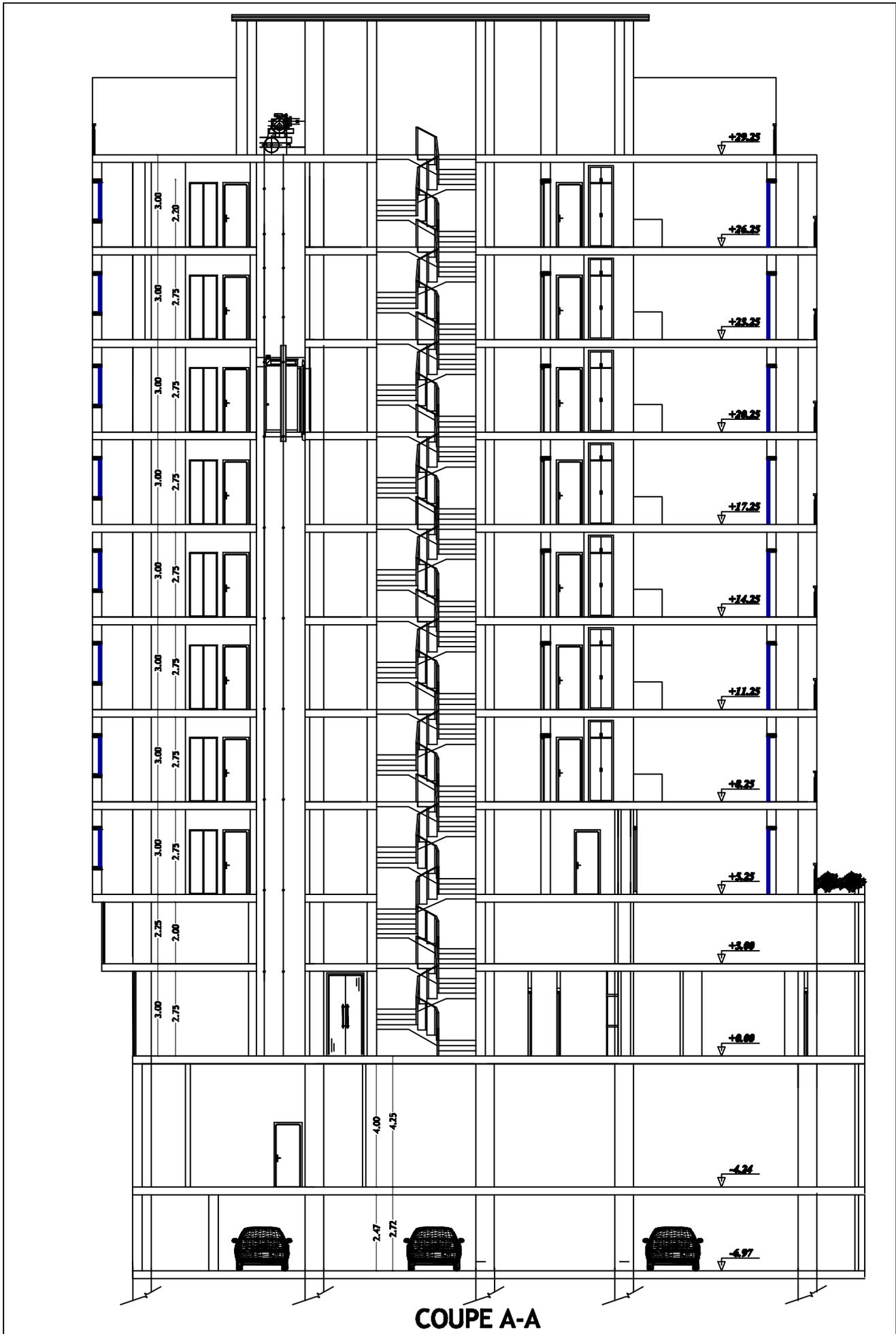
Nora

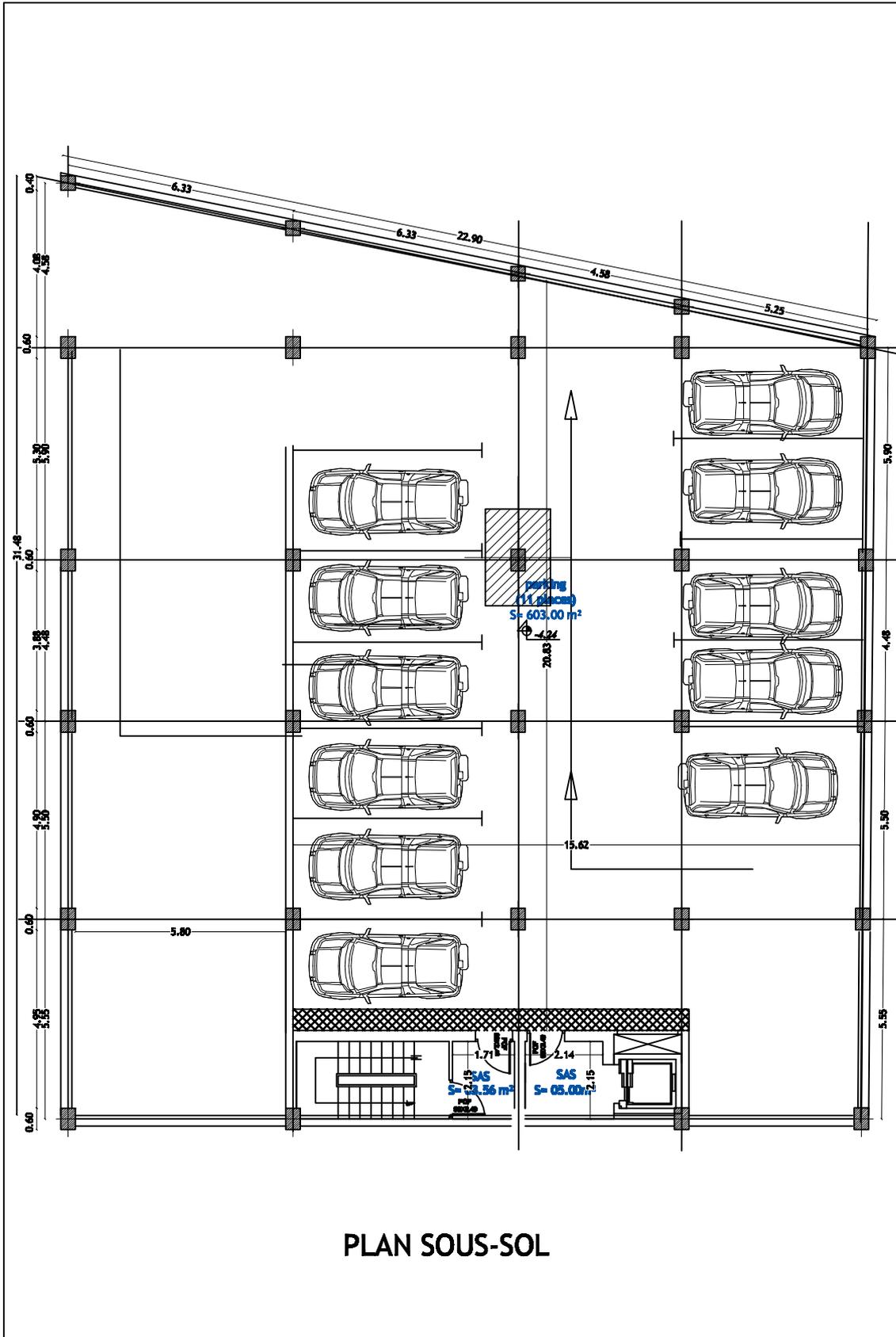
sommaire

✚	Les plans d'architectures	
✚	Introduction générale	
✚	<u>Chapitre I</u> : Présentation de l'ouvrage.....	1-9
✚	<u>Chapitre II</u> : Pré-dimensionnement des éléments	10-36
✚	<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments secondaires :	
	3-1-plancher	37-64
	3-2-l'acrotère	65-71
	3-3-escalier.....	72-87
	3-4- salle machine	88-100
	3-5- dalle pleine	101-111
✚	<u>Chapitre IV</u> : modélisation et vérification selon les exigences du RPA...	112-131
✚	<u>Chapitre V</u> : ferrailages des éléments structuraux :	
	5-1-ferrailages des poteaux.....	132 -148
	5-2-ferrailages des poutres.....	149 -170
	5-3-ferrailages des voiles.....	171 -189
✚	<u>Chapitre VI</u> : Étude de l'infrastructure	190-214
✚	<u>Chapitre VII</u> : Étude du voile périphérique.....	215-222
✚	Conclusion générale.	
✚	Plans de coffrage et ferrailage.	
✚	Bibliographie.	

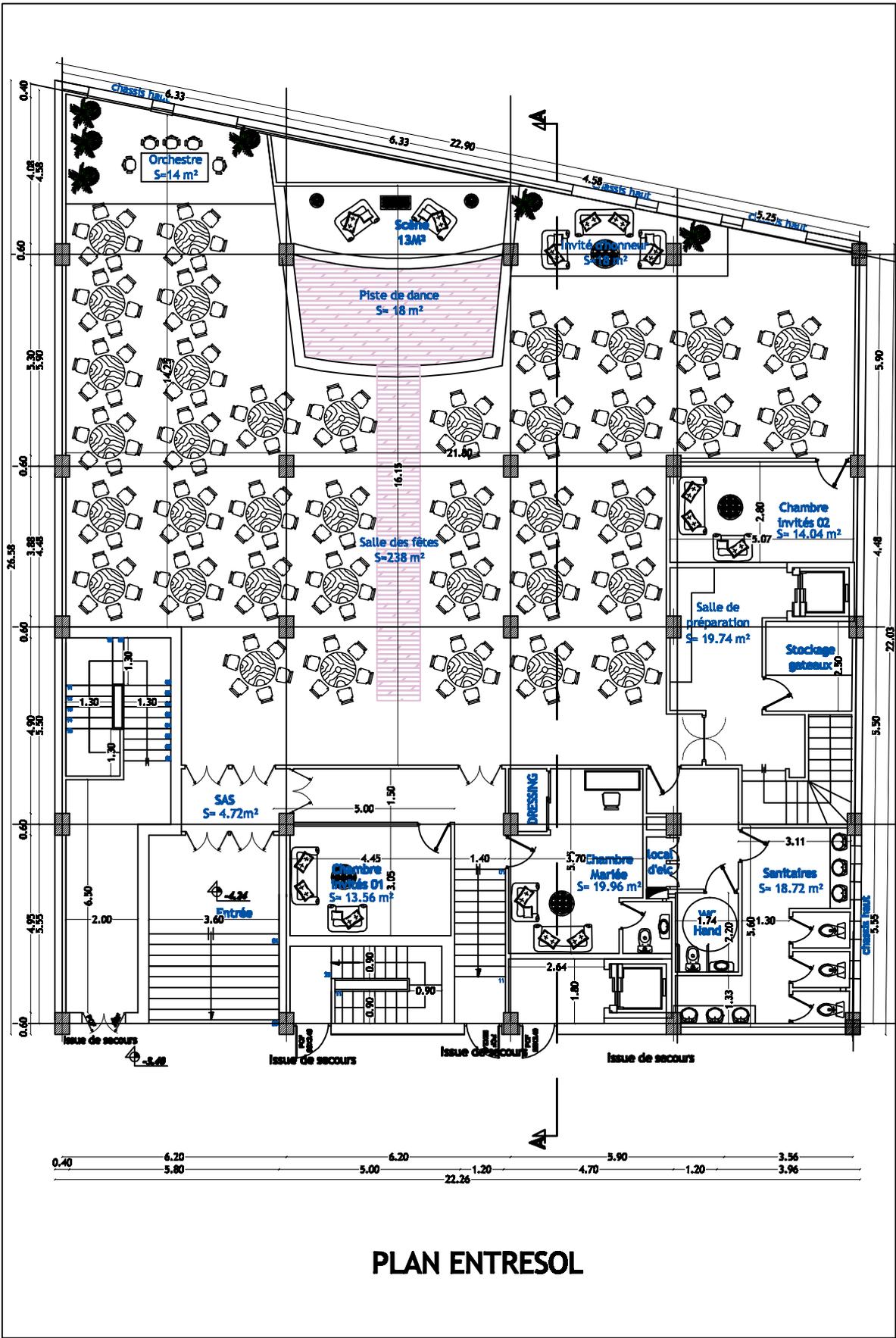


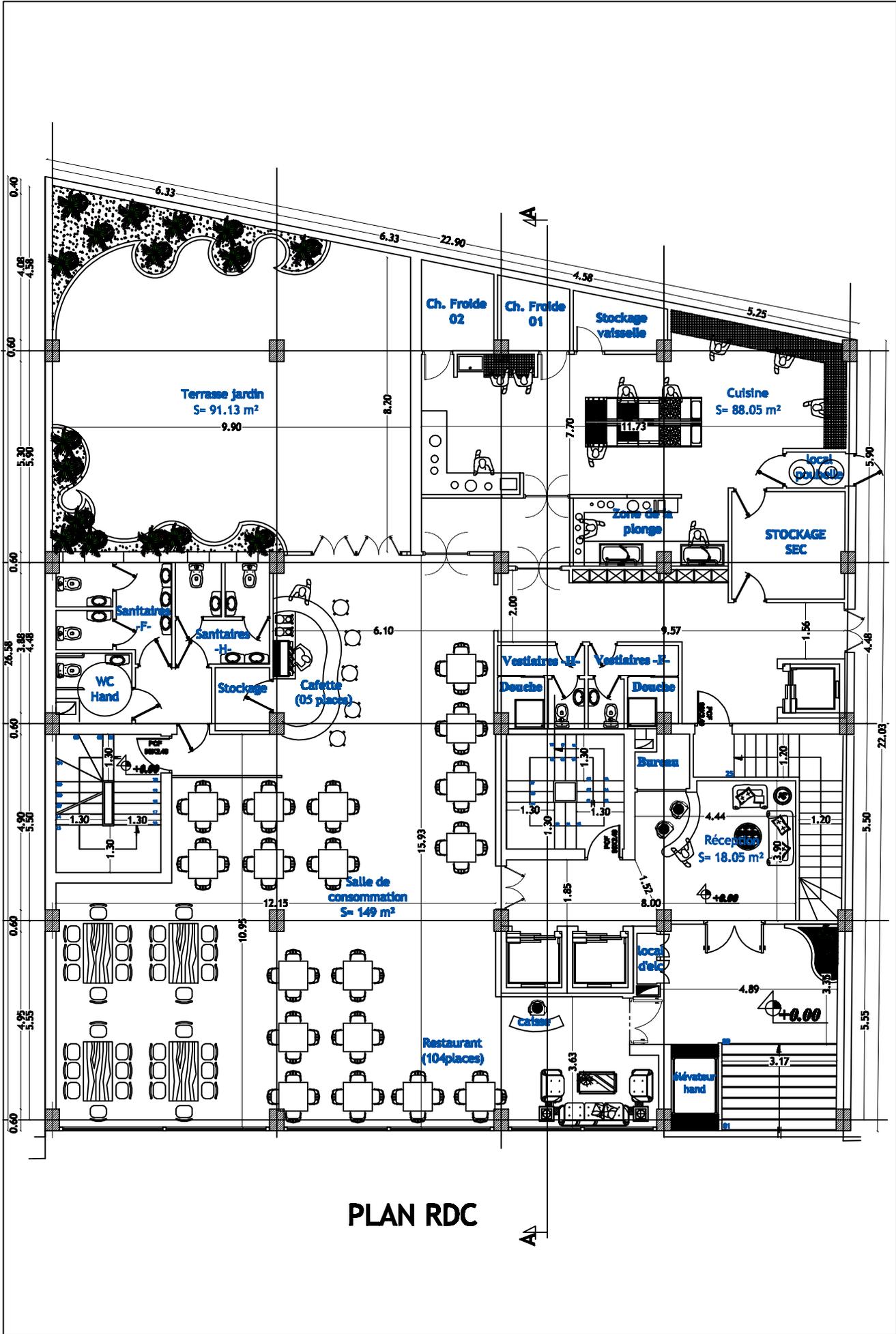
FAÇADE PRINCIPALE

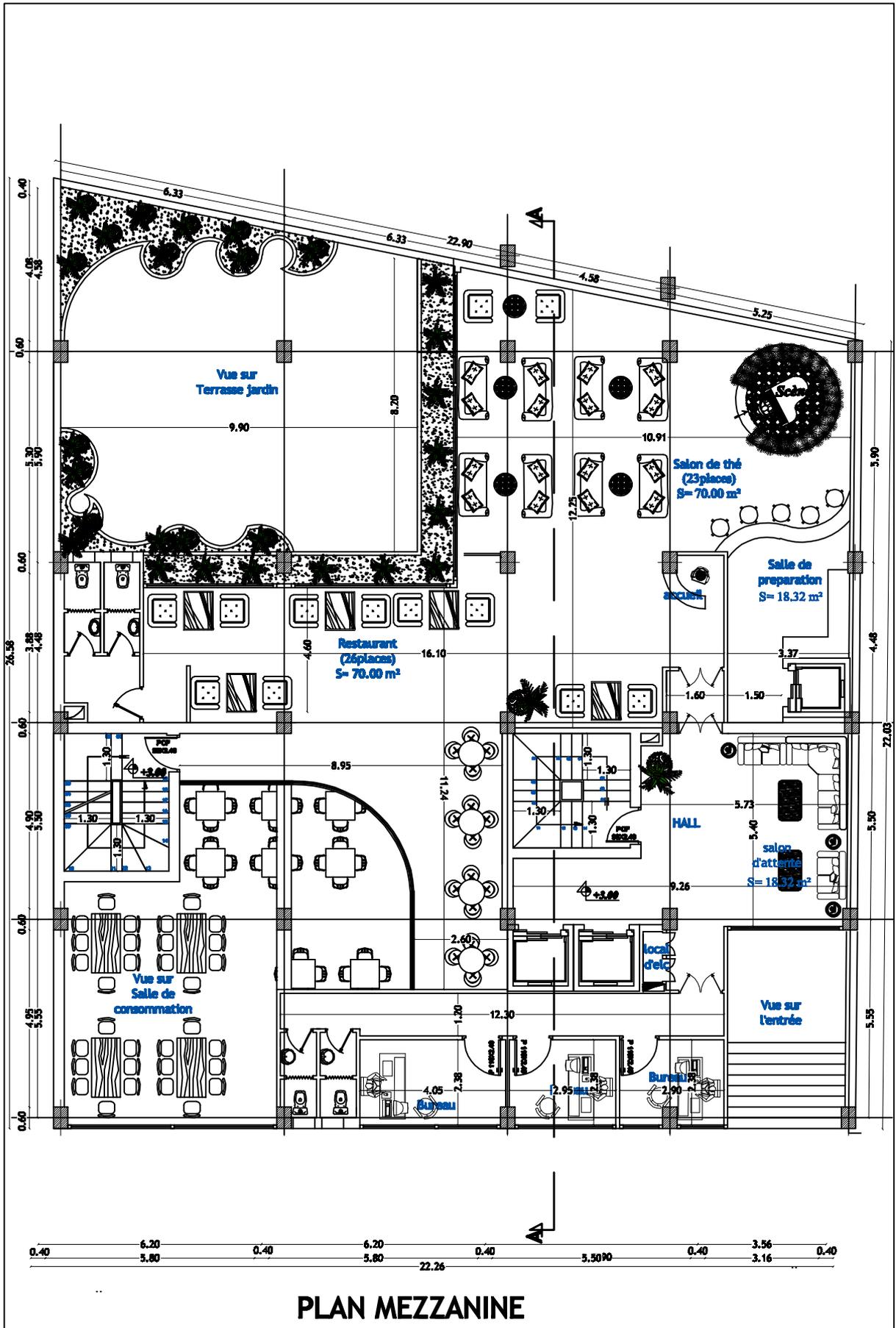




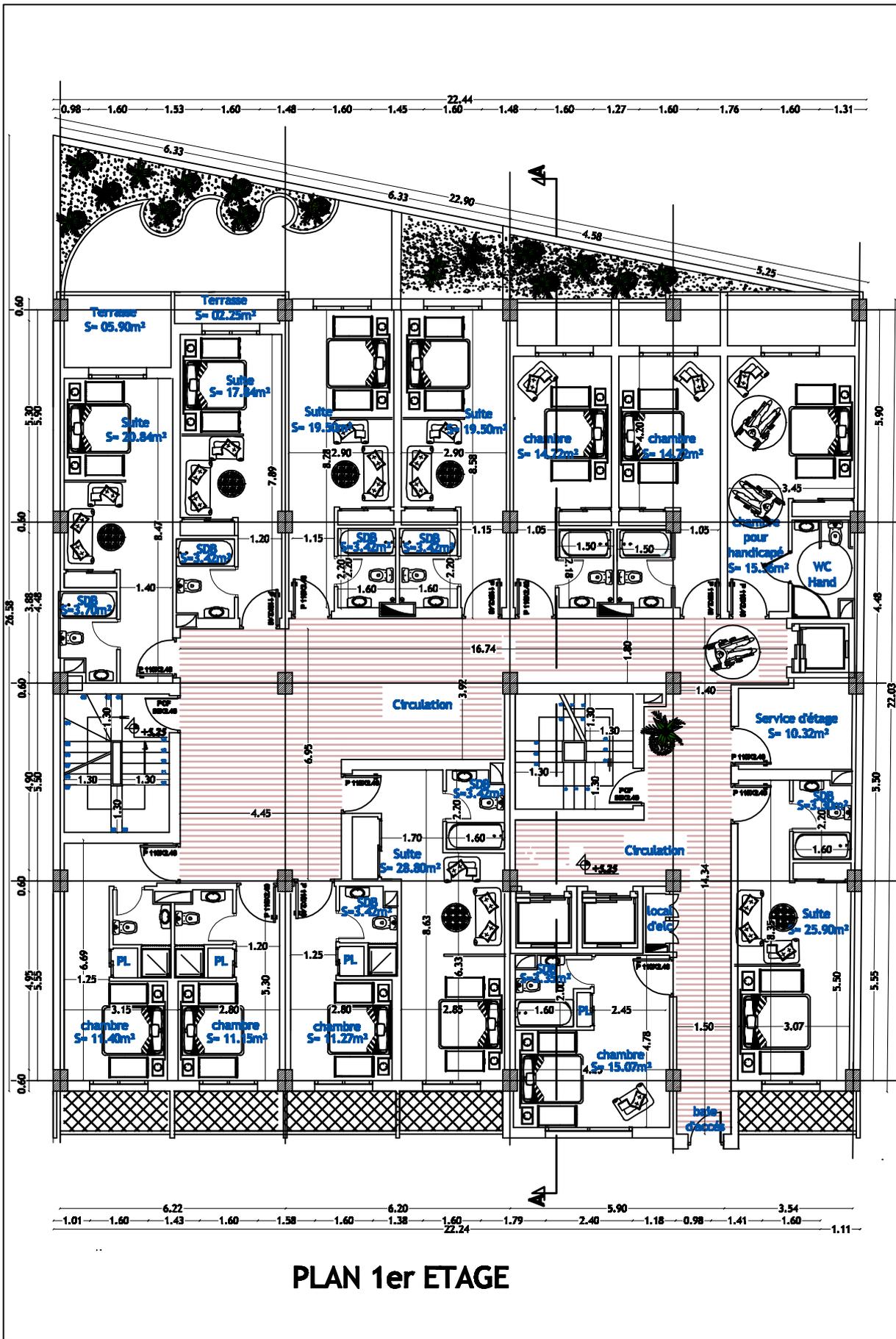
PLAN SOUS-SOL

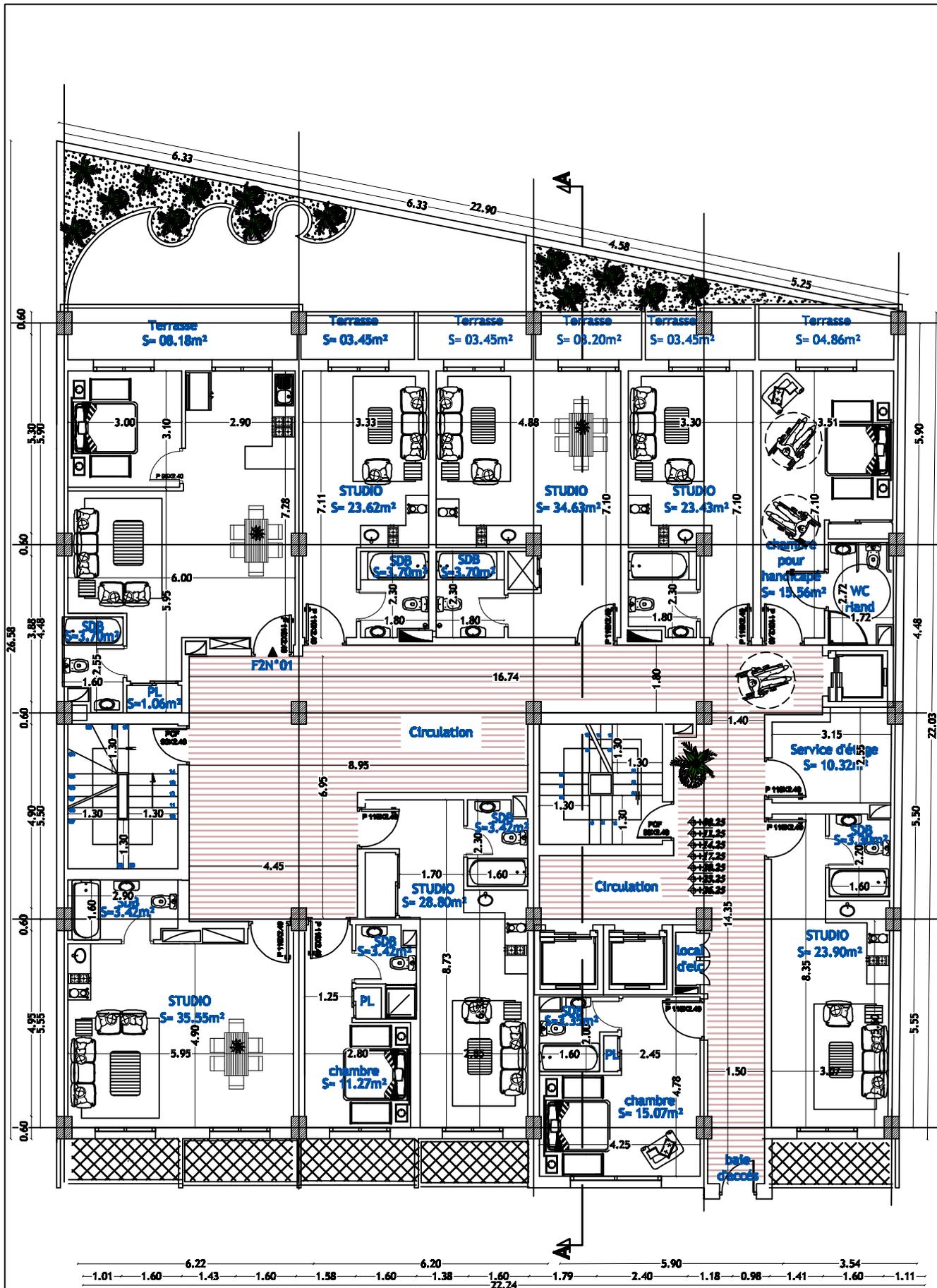




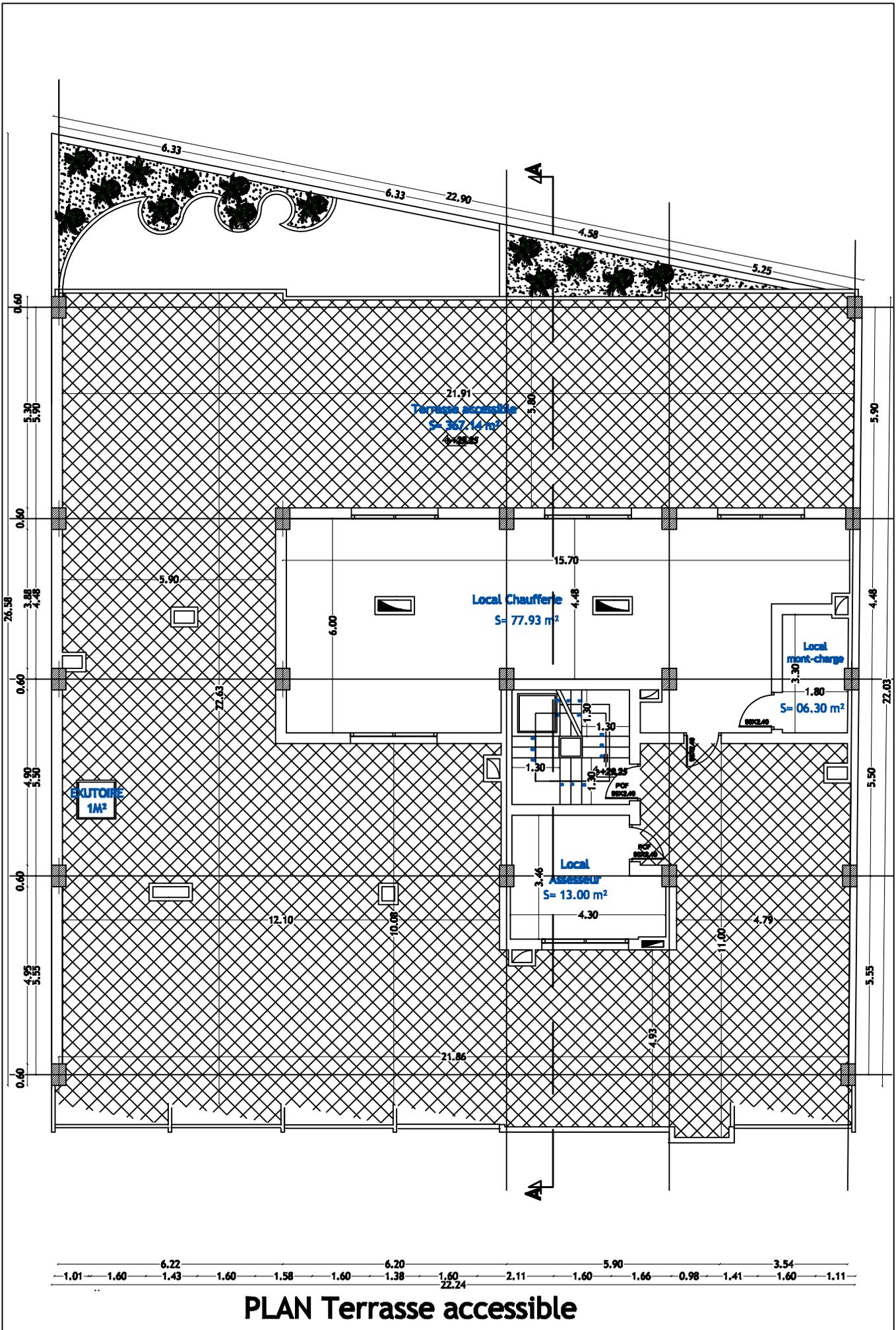


PLAN MEZZANINE

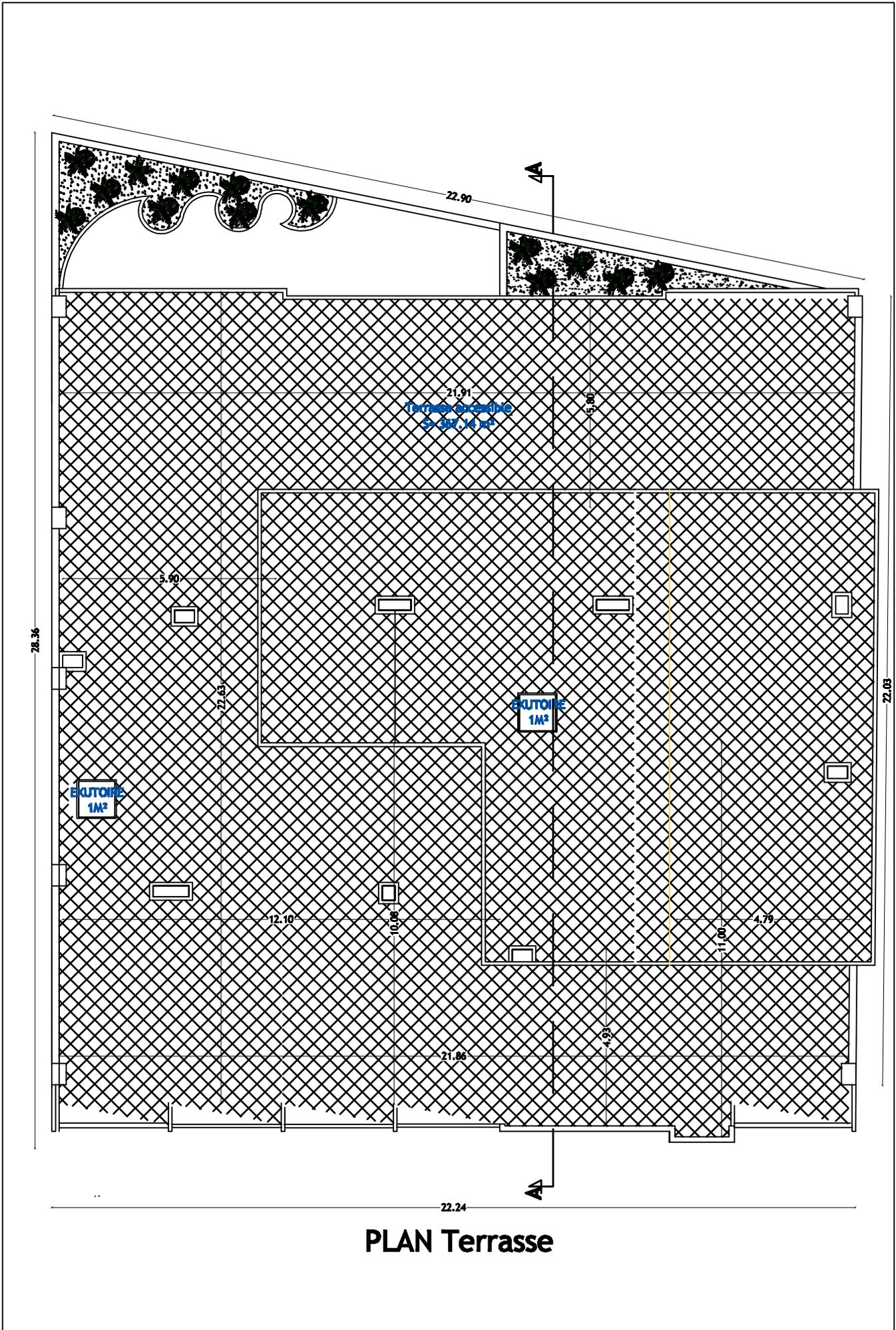




PLAN Du 2eme au 8eme Etage



PLAN Terrasse accessible



Introduction général



Introduction générale

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes, l'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi-étages, ce qui a permis de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un espace réduit, cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction métallique et le béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. Telles que le règlement parasismique algérien (RPA) et le béton armé aux états limites, le BAEL 91 actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, poteau, voile et plancher de ce bâtiment. les dimensions de ces éléments, et les caractéristiques à utiliser, à savoir les aciers et les bétons et surtout comment allier ces deux matériaux. Ce projet de fin d'études s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre.

Le principal objectif de ce mémoire est avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cette structure à étudier. Ensuite, il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles catastrophes.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte, ainsi que leurs combinaisons. De même il doit être tenu compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée ; cette structure doit transmettre d'une manière optimale au sol les charges engendrées par celle-ci. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA 99/V.2003 et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'une structure Hôtelière en (RDC+8+Mezzanine+Entresol+S-sol) en portique et voile de contreventement.

Cette étude va nous permettre de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquise durant notre cursus universitaire et aussi une utilisation correcte de tous les règlements de bâtiment en vigueur en Algérie.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage



I.1-Présentation de l'ouvrage :

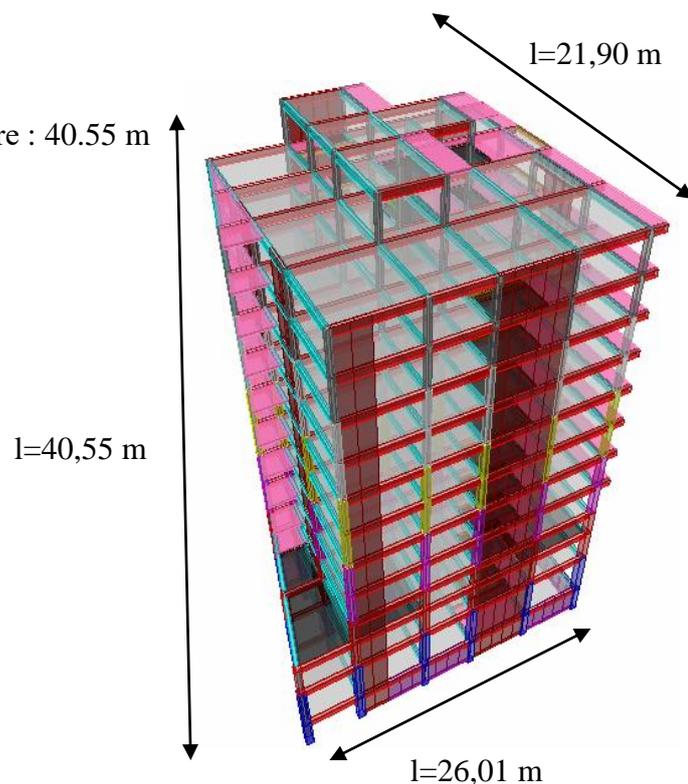
Notre projet de fin d'études consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un Hôtel composé d'un RDC+8+MEZZANINE+ENTRESOL+S SOL.

Ce projet sera implanté à Tizi-Ouzou, située en zone sismique moyenne II_a classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

I.2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage en plan sont :

- Longueur totale : 26,01m
- Largeur : 21,90 m
- Hauteur totale de bâtiment y compris l'acrotère : 40.55 m
 - Sous-sol
- Hauteur : 2.72 m
 - Entresol
- Hauteur : 4.25 m
 - RDC
- Hauteur : 3.06 m
 - Mezzanine
- Hauteur : 2.38 m
 - Étages courants
- Hauteur : 3.06 m



I.3- Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1- L'ossature :

La structure est en béton armée, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales éventuellement les charges horizontales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séisme, vent...).

I.3.2- Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan

horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol.

I.3.3- Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé à deux volées coulées sur place.

I.3.4 -Le remplissage (maçonnerie):

Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm**.

Murs intérieurs : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

I.3.5- Revêtements :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers,
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.6- Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3.7-Système de coffrage:

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et les voiles de contreventement.

I.4- La réglementation :

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir :

- Les règles de BAEL91 modifié en 99 (béton armé aux états limite).
- Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- CBA93.

I.5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1- Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles CBA et BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en ALGERIE.

a- Résistance caractéristique à la traction :(Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99).

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée conventionnellement en fonction de la résistance à la compression par la relation suivante :

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28}=25\text{MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \\ f_{t28}=2.1\text{MPa} \end{array} \right.$$

b-Résistance caractéristique a la compression : (Art A.2.1.11 BAEL 91modifiées 99)

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa.} \end{array} \right.$$

Pour ce projet, on adoptera un béton de classe C 25, $f_{c28}=25\text{MPa}$.

I.6-Contrainte admissible :(Art. A-4-3-41, BAEL91)

I.6.1- Contrainte admissible de compression :

a) ELU :

Avec :

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

θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{lorsque la durée probable d'application } > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 : \text{lorsque : } 1 \text{ heure } < \text{ la durée probable d'application } < 24 \text{ heures.} \\ 0.85 : \text{lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ heure.} \end{array} \right.$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{: en situation durable et transitoire (SDT).} \\ 1.15 & \text{: en situation accidentelle (SA).} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } f_{bc} = \begin{cases} 14.16 \text{ MPA en (SDT).} \\ 21.74 \text{ MPA en (SA).} \end{cases}$$

b) ELS : la contrainte admissible en compression est donnée par :

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

I.6.2- Contrainte admissible de cisaillement :(Art. A-5-1-21, BAEL91) :

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

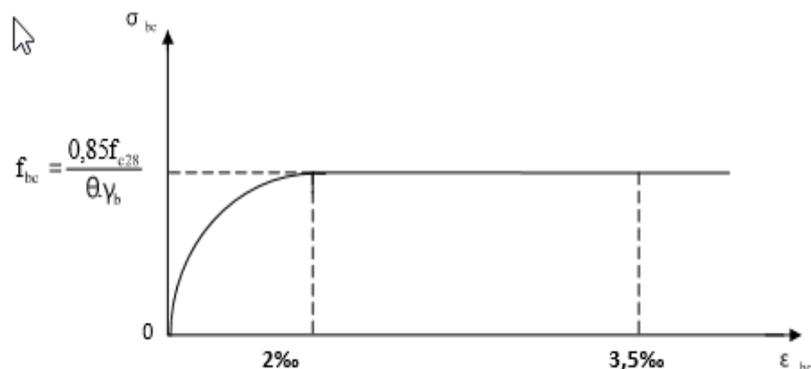
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}$ pour les fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ pour les fissuration préjudiciable et très préjudiciables.

A. Diagrammes contraintes-déformations :

- ✓ **ELU** : pour le calcul a l'ELU, le diagramme contrainte - déformation donné sur la figure ci-dessous :



**Figure. I .1 : Diagramme contrainte – déformation du béton a l'ELU
« Parabole rectangle »**

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

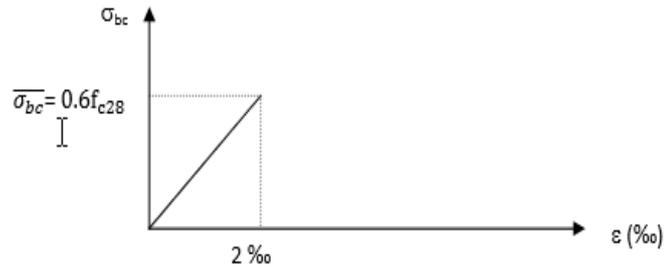


Figure. I .2 : Diagramme contrainte – déformation du béton a l'ELS

B .Module d'élasticité : on définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1. module de déformation longitudinale : il existe deux modules de déformation longitudinale :

❖ **Module de déformation instantané : (Art.2.1, 21 BAEL 91 modifié 99)**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantané de durée inférieure à 24 heures donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{Chargement de courte durée})$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

❖ **Module de déformation différée du béton: (Art A.2.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

Définition du fluage :

C'est l'augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes.

Nous prendrons un module égal :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

2 .module de déformation transversale (de cisaillement) :

le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. il est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- E : module de Young (module d'élasticité).
- ν : coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de poisson : (Art 2.1, 3 BAEL 91 modifié 99).**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. il est prôt égale à :

$$\nu = \frac{(\Delta d/d)}{(\Delta l/l)}$$

$\nu = 0$ à l'ELU, Pour le calcule des sollicitations.

$\nu = 0.2$ a l'ELS, Pour le calcul des déformations.

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale ;

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale.

❖ **Poids volumique de béton** : le poids volumique de béton est de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I.7-Aciers :

I.7.1- Généralités :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.7.2- Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	8	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés**I.7.3-Module d'élasticité longitudinale : (Art A.2.2,1/BAEL 91 modifier 99)**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

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

I.7.4-Contraintes limites:

- **Contrainte limite de calcul (ELU) : (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).**

$$\sigma_s = \frac{F}{\gamma_s e}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

- **Contrainte maximale des armatures tendues (ELS) :**

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible :** (Art.4.5 ,32 /BAEL91modifie99)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

$$\sigma_{st} = f_e$$

➤ **Fissuration préjudiciable :** (Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99)

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\}.$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :** (Art A.4. 5, 34/ BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_{st} \leq 0,8 \bar{\sigma}_{st}$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1.6 & \text{pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 & \text{pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.0 & \text{pour les ronds lisses.} \end{cases}$$

Diagrammes des contraintes – déformations de calcul : (Art A.2.2, 2/ BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

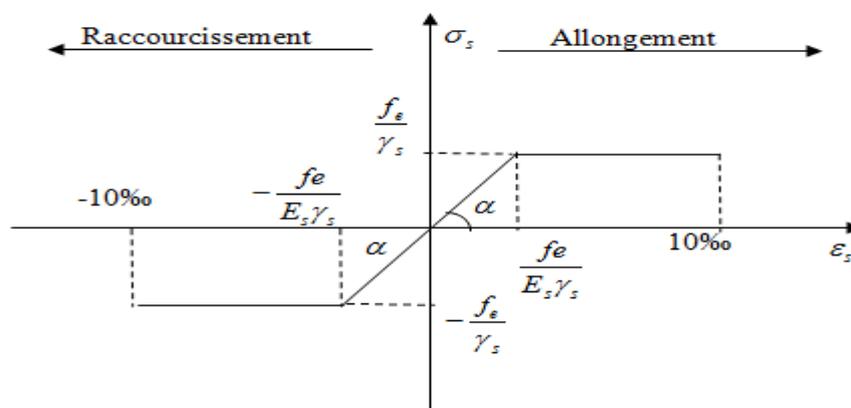


Figure. I .3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier

Conventionnellement défini par la figure I.3 (**Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99**).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

Protection des armatures : (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).

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

- ❖ $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ $C \geq 3$ cm : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ❖ $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

Chapitre II :

prédimensionnement des élément



II Introduction :

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

II.1- Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, Voiles).

D'après le **RPA 99(version 2003)**, (**art 7-5-1**) les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} \geq \mathbf{20\ cm} \\ \mathbf{h} \geq \mathbf{30\ cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq \mathbf{4} \end{array} \right.$$

Avec :

L : portée maximale entre nus d'appuis

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.1.1- Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles. Elles reçoivent les charges transmises par ces dernières et réparties aux poteaux sur lesquels elles reposent. Leurs dimensions son données comme suite :

Selon le **BAEL 91 A.4.14** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{10}} \\ \mathbf{0.4\ ht} \leq \mathbf{b} \leq \mathbf{0.7\ ht} \end{array} \right.$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres principales).

ht: la hauteur de la poutre.

Hauteur h : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$$L=620-25 \longrightarrow L=595\text{cm}$$

Qui donne : $\frac{595}{15} \leq h_t \leq \frac{595}{10} \longrightarrow 39.66 \leq h \leq 59.5$

On prend : $h_t = 50\text{cm}$.

Largeur b : $0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 20 \leq b \leq 35$

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

D'où: $\begin{cases} h = 50\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

$h=50\text{cm}$



$b=30\text{cm}$

II.1.2- Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôle principale est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.

Leurs dimensions sont données comme suit :

Hauteur h : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres secondaires)

$$L=590-25 \longrightarrow L = 565 \text{ cm}$$

Qui donne : $\frac{565}{15} \leq h_t \leq \frac{565}{10} \longrightarrow 37,66 \leq h_t \leq 56.$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm}$

Largeur b : $0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 18 \leq b \leq 31,5$

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

$h=45 \text{ cm}$



$b=30 \text{ cm}$

D'où: $\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

II.1.3- Poutres palières :

Leurs dimensions sont données comme suit :

Hauteur h : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

L : portée maximale entre nus d'appuis

$L=550-25 \longrightarrow L=525\text{cm}$

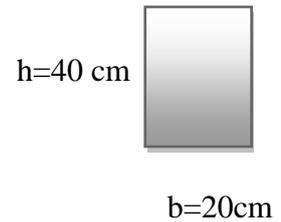
$\frac{525}{15} \leq h_t \leq \frac{525}{10} \longrightarrow 35 \leq h_t \leq 52,5$

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

Largeur b : $0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$

On prend : $b=20\text{cm}$

D'où: $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$

**II.1.4- Poutres de chaînage :**

Leurs dimensions sont données comme suit :

Hauteur h : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$L=550-25=425 \text{ cm}$

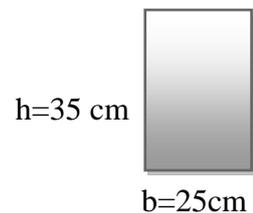
$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10} \longrightarrow 28,33 \leq h_t \leq 42,5$

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

Largeur b : $0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

On prend : $b=20 \text{ cm}$

D'où: $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$



❖ **Vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003 :**

D'après les conditions du RPA99 Modifié 2003 (article 7.5.1) relatives au coffrage des poutres:

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

	Poutre principale	poutre secondaire	Poutre palière	Poutre de chaînage	vérification
Hauteur	$50 \geq 30cm$	$45 \geq 30 cm$	$40 \geq 30cm$	$35 \geq 30cm$	vérifiée
Largeur	$30 \geq 20cm$	$30 \geq 20 cm$	$20 \geq 20cm$	$20 \geq 20cm$	vérifiée
Hauteur/Largeur	$1,66 \leq 4$	$1,50 \leq 4$	$2 \leq 4$	$1,75 \leq 4$	vérifiée

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera donc :

(30×50) cm² poutres principales ;

(30×45) cm² poutres secondaires ;

(20 × 40) cm² Poutres palières ;

(20× 35) cm² poutres de chaînage.

II.2-Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. Planchers à corps creux.

II.2.1- Planchers à corps creux : (Art B.6.8.424, BAEL 91)

Il est constitué de corps creux qui est posé sur des poutrelles et d'une dalle de compression.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée tel que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage reste faible à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

Avec : $h_t \geq L/22.5$ (condition de la flèche)

- ✓ h_t : Epaisseur du plancher.
- ✓ L : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 590 - 30 = 560 \text{ cm}$$

$$\text{D'où: } h_t \geq \frac{560}{22,5} = 24,88 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (20 + 5) = 25 \text{ cm}$.

- ✓ L'épaisseur de corps creux est de 20 cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 5 cm.
- ✓ Schéma correspondant

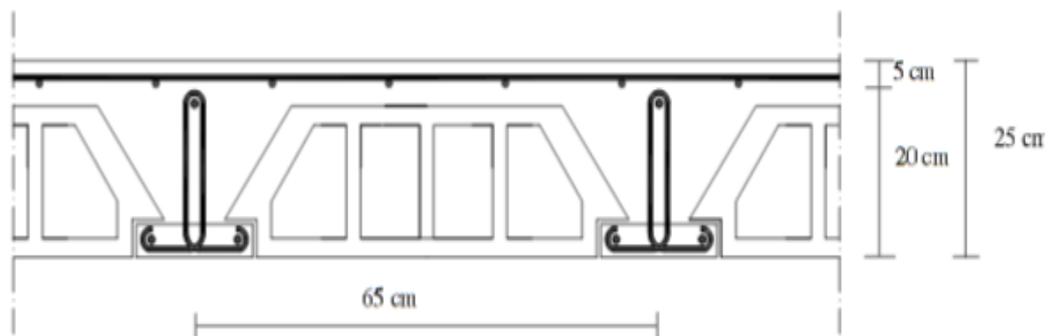


Figure. II .1 : Plancher à corps creux 20

II.2.2 Dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque mince en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

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

Dalle pleine pour les portes à faux et les balcons :

Nos dalles pleines sont toutes destinées pour les balcons.

II.2.2.1. Condition de résistance à la flexion :

II.1.2.1. Condition de résistance à la flexion :

- **Dalle en portes à faux (consoles) :**

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0=1.3\text{m}$: portée libre du porte à faux.

e : épaisseur de la dalle. $e \geq 130 / 10 \rightarrow e \geq 13\text{cm}$.

On adoptera une épaisseur de :

$$e=15\text{cm}$$

- **Dalle reposant sur quatre appuis:**

$$e \geq L_x / 30$$

$L_x=4,50\text{ m}$: longueur maximal de la dalle pleine.

$$e \geq 450 / 30$$

$$e \geq \frac{450}{30} = 15\text{ cm}$$

$$e = 15\text{ cm}$$

II.2.2.2. Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée H.RENAUD Pages 235)

$ép = 11\text{ cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$ép \geq 7\text{ cm}$...Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II.2.2.3. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$\left. \begin{array}{l} L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée} \\ \text{H.RENAUD page 235} \end{array}$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = M / \rho \quad \text{Tel que : } \rho = 2500 \text{ daN/m}^3.$$

$$h_0 = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = \max (15, 11, 14) \quad \Rightarrow \quad e = 15 \text{ cm.}$$

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3-Pré dimensionnement des 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 efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part ils assurent, selon leur différentes conception, la reprise des efforts verticaux.

Selon le **RPA 99 version 2003, (art 7-7-1)** en considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $l \geq 4a$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} l : \text{longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur du voile} \end{array} \right.$$

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, elle doit être au minimum égale à 15cm.
 de plus la largeur du voile doit être supérieure à 4 fois son épaisseur, si non ce dernier ne sera pas considéré comme voile de contreventement.

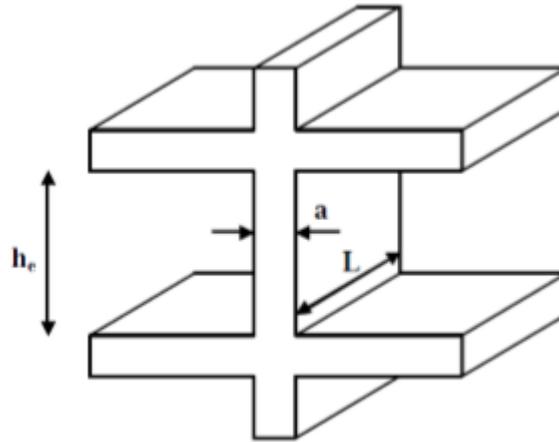
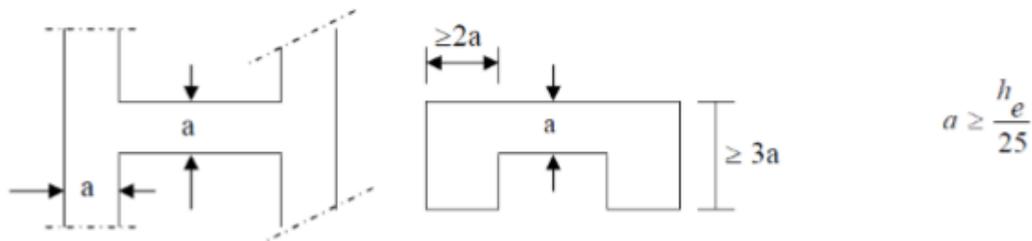


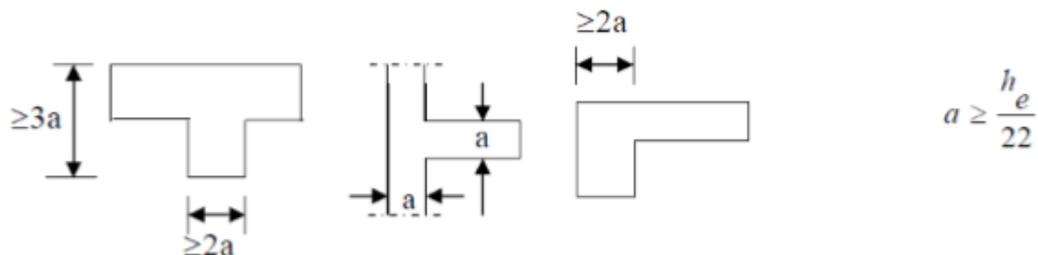
FIGURE II.2 : coupe de voile en élévation

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la **Figure II.3**

Le 1^{er} cas :



Le 2^{ème} cas :



Le 3^{ème} cas :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Figure II.3: coupes de voile en plan

→ Nous opterons pour le 3eme cas puisqu'il est le cas le plus défavorable: $a \geq \frac{h_e}{20}$

- **S-SOL :**

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 272 - 25 = 247 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{247}{20} = 12.35 \text{ cm}$$

$$l_{\min} \geq 4a \quad \longrightarrow \quad l_{\min} \geq 80 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\text{Qui donne: } \begin{cases} a = 20 \text{ cm} \\ l = 80 \end{cases}$$

- **ENTRESOL :**

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

$$l_{\min} \geq 4a \quad \longrightarrow \quad l_{\min} \geq 80 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\text{Qui donne: } \begin{cases} a = 20 \text{ cm} \\ l = 80 \end{cases}$$

- **RDC ET ETAGE COURANT :**

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{281}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$l_{\min} \geq 4a \quad \longrightarrow \quad l_{\min} \geq 60 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\text{Qui donne : } \begin{cases} a = 20 \text{ cm} \\ l = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

- **MEZZANINE:**

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 238 - 25 = 213 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{213}{20} = 10.65 \text{ cm}$$

$$l_{\min} \geq 4a \quad \longrightarrow \quad l_{\min} \geq 60 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\text{Qui donne : } \begin{cases} a = 20 \text{ cm} \\ l = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Remarque : pour des raisons d'exécution en prendra l'épaisseur de 20 cm pour tous les niveaux.

II.4- Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et les surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Ils sont majoritairement appelés à reprendre des efforts de compression. Leurs rôle ne se limitent pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

Le Pré dimensionnement de ces derniers se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, à l'ELS en compression simple.

En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003) ; pour la zone (IIa) : les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

(l'article 7.4.1. du R.P.A99 version 2003)

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

En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges, la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\text{D'après : } \mathbf{U} = \frac{N_s}{B_C \cdot f_{c28}} \leq \mathbf{0.30} \text{ (RPA 99 version 2003/Art 7.4.3.1)}$$

$$\Rightarrow \mathbf{B_C} \geq \frac{N_s}{0.30 f_{c28}}$$

Avec :

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges ;

B_c : section des poteaux ($B_c=S$).

Remarque : Nous allons considérer, en premiers temps, pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le **RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)** qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.4.1- Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

II-4-1-a) Les charges permanentes G :

✚ Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : **70cm**

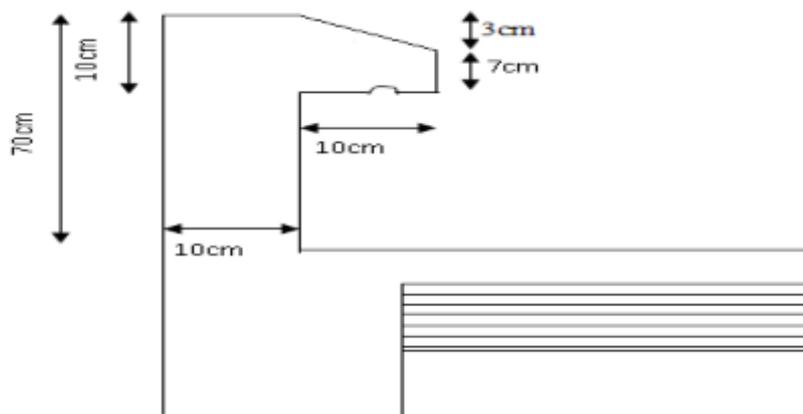


Figure II.4 : Coupe transversale de l'acrotère.

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

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7) = 0.0785$$

$$\Rightarrow S = 0.0785 \text{ m}^2$$

$$D'où : G = 25 \times 0.0785 \times 1ml \Rightarrow G = 1.9625kN/ml.$$

✚ **Plancher terrasse accessible :**

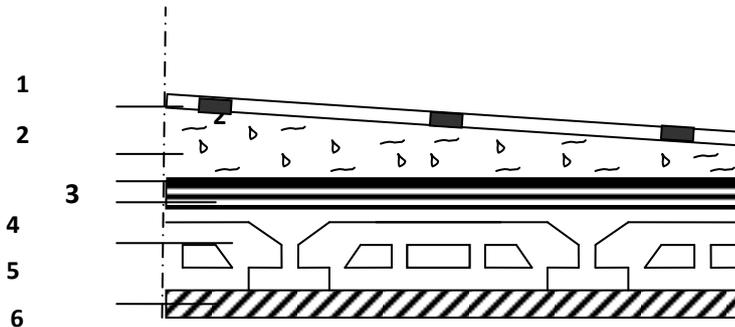


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Etanchéité	0.02	6	0.12
2	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
3	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	Plancher en corps creux (20+5)	0.25	14	3.50
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total				5.31

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse accessible

✚ **Plancher terrasse inaccessible :**

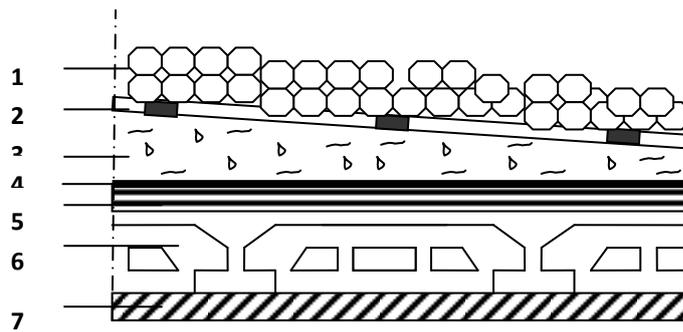


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (20+5)	0.25	14	3.50
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total				6.31

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

✚ **Plancher étage courant :**

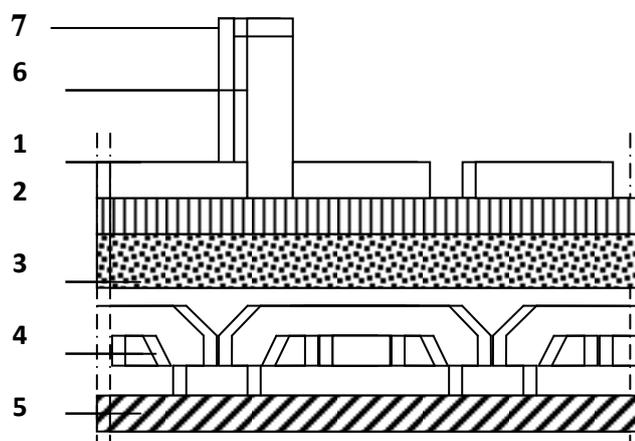


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux	0.25	14	3.50
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	briques creuses	0.10	9	0.9
7	enduit de plâtre	0.02	10	0.2 x2
Total				6.06

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

🔗 Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

➤ Murs extérieurs :

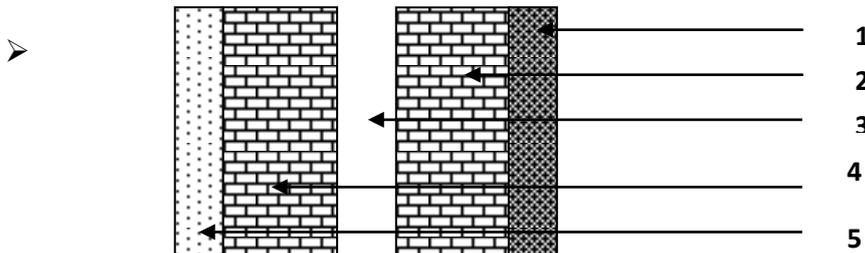


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total				2.36

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

➤ Murs intérieurs :

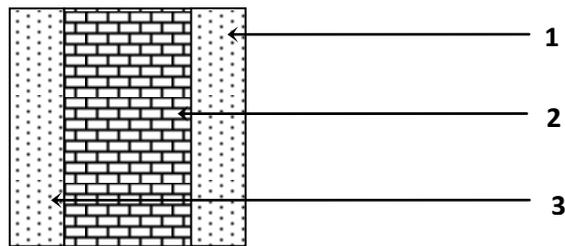


Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total				1.30

Tableau II.6 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur

✚ Dalles pleines :

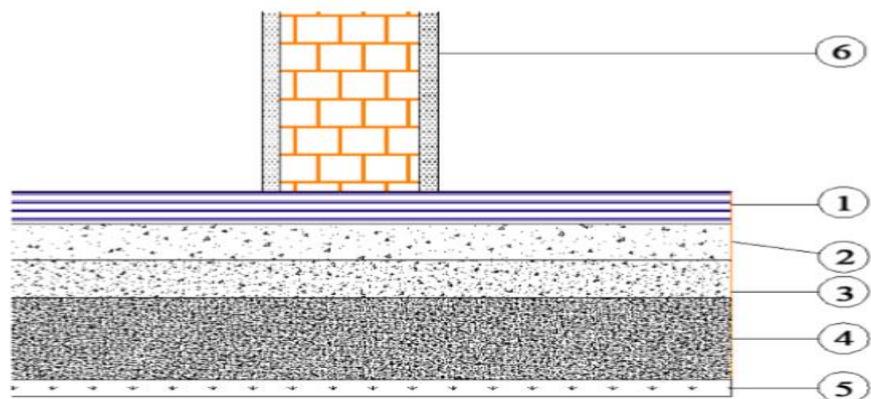


Figure II.10 : Coupe verticale du plancher en dalle pleine

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (<i>m</i>)	Poids volumique γ (<i>KN/m³</i>)	Charges <i>G</i> (<i>KN/m²</i>)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Mur intérieur	/	/	1.30
Total				6.25

Tableau II.7 : Poids des différents éléments constituant la dalle pleine.

II-4-1-b) Les surcharges d'exploitation :

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

Eléments	Surcharges <i>Q</i> (<i>KN/m²</i>)
Acrotère	1.0
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments

II.4 .2-Descente de charge :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (portique- voile) appelées surfaces d'influences

➤ **Surface d'influence :**

Le poteau le plus sollicité est celui de s-sol, correspondant au croisement des portiques

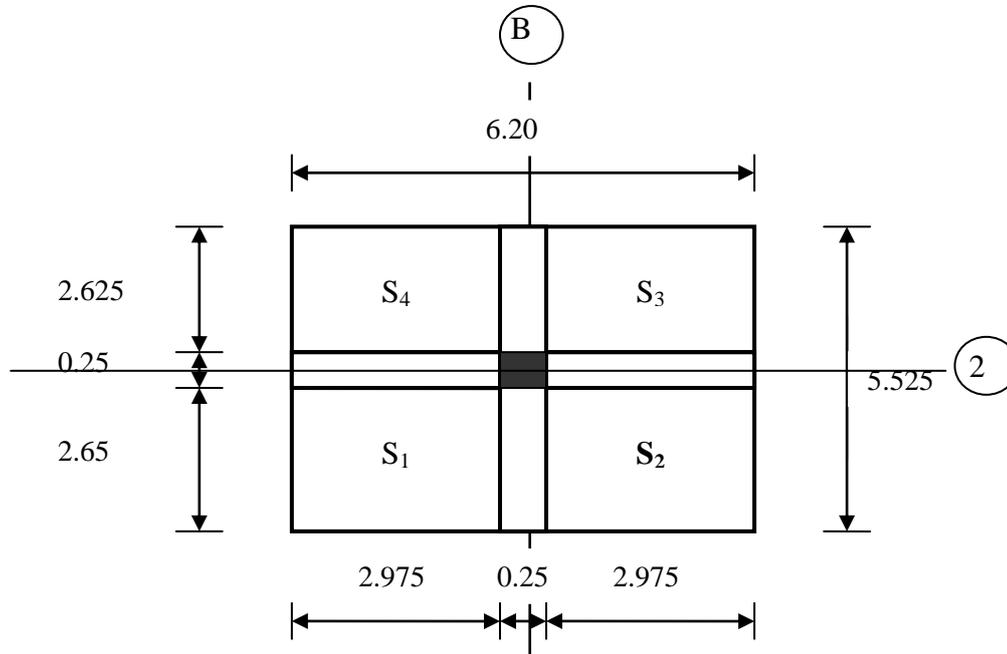


Figure II.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

➤ surface d'influence du plancher

$$S = (2.975 \times 2.65) \times 2 + (2.975 \times 2.625) \times 2 = 31.386 \text{ m}^2.$$

$$S = 31.386 \text{ m}^2$$

II-4-1- Détermination du poids propre des éléments :

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$

🏗 Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d'influence $S \text{ (m}^2\text{)}$	Charges $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charges permanente du plancher $P \text{ (KN)}$
Terrasse inaccessible	31.386	6.31	$P_{terrasse} = G \times S = 198.045$
Terrasse accessible	31.386	5.31	$P_{terrasse} = G \times S = 166.659$
Etage courant	31.386	6.06	$P_{e.courant} = G \times S = 190.199$

Tableau II.9 : Charges permanentes des planchers

 **Poids propre des poutres :**

Plancher	Charge permanente des poutres G (KN/m ²)	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$ (KN)
Poutres principales	$(0.30 \times 0.50) (2.975 + 2.975) 25 = 22.312$	$P_{totale} = 22.312 + 17.803 = 40.114$
Poutres secondaires	$(0.30 \times 0.45) (2.65 + 2.625) 25 = 17.803$	

Tableau II.10 : Charges permanentes des poutres

 **Poids propre des poteaux :**

NIVEAU	Charge permanente des poteaux G (KN)
Pot RDC / EC	$(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.781$
Pot Mezzanine	$(0.25 \times 0.25) \times 2.38 \times 25 = 3.718$
Pot Entresol	$(0.25 \times 0.25) \times 4.25 \times 25 = 6.640$
Pot S-SOL	$(0.25 \times 0.25) \times 2.72 \times 25 = 4.25$

Tableau II.11: Charges permanentes des poteaux

II.5- Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

➤ **Loi de dégression des charges :**

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

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2**.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

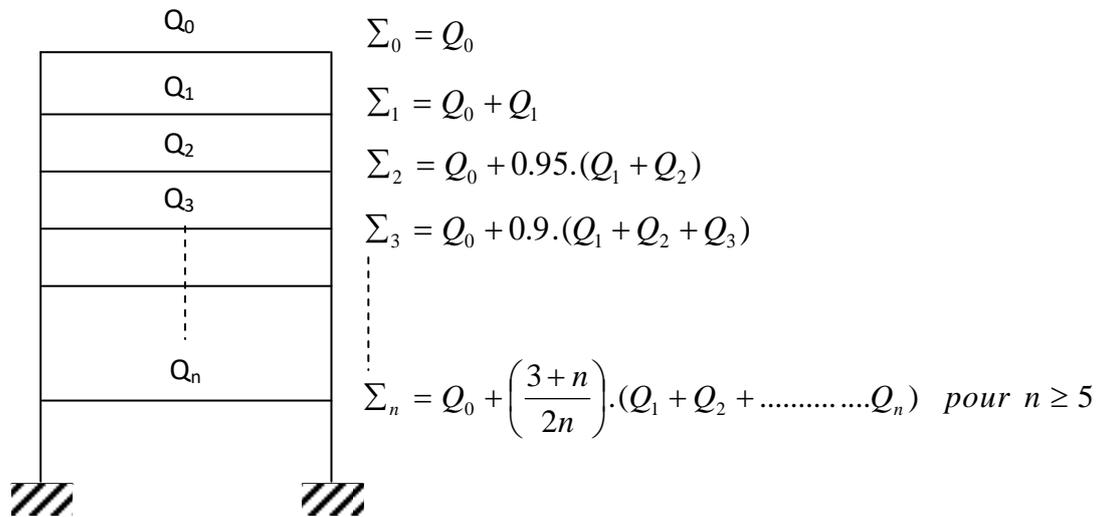


Figure II.12 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse,

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i),

n : numéro de l'étage du haut vers le bas,

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

🚦 Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65	0.63	0.62

Tableau II.12 : Coefficients de dégression de surcharge

✚ Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opérations	Résultats KN
Terrasse inaccessible	$Q_0=1 \times 31.386$	31.386
Terrasse accessible	$Q_0 + Q_1 = 31.386 + (1.5 \times 31.386) = 31.386 + 47.079$	78.465
Niveau7	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 31.386 + 0.95 (47.079 + 2.5 \times 31.386)$	150.652
Niveau6	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 31.386 + 0.90 (47.079 + 78.465 \times 2)$	214.994
Niveau5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 31.386 + 0.85 (47.079 + 78.465 \times 3)$	271.488
Niveau4	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 31.386 + 0.80 (47.079 + 78.465 \times 4)$	320.137
Niveau3	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 31.386 + 0.75 (47.079 + 78.465 \times 5)$	360.939
Niveau2	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 31.386 + 0.71 (47.079 + 78.465 \times 6)$	399.072
Niveau1	$Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 31.386 + 0.68 (47.079 + 78.465 \times 7)$	436.893
Mezzanine	$Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 31.386 + 0.66 (47.079 + 78.465 \times 8)$	476.753
RDC	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 31.386 + 0.65 (47.079 + 78.465 \times 9)$	521.007
Entresol	$Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 31.386 + 0.63 (47.079 + 78.465 \times 10)$	555.375
S-SOL	$Q_0 + 0.62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 31.386 + 0.62 (47.079 + 78.465 \times 11)$	595.706

Tableau II.13 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (C-2)

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G _c	Q	Q _c		Section trouvée	Section adoptée
Terrasse inaccessible	198,045	40,115	4,781	242,941	242,941	31,386	31,386	274,327	16,56*16,56	25*25
Terrasse accessible	190,199	40,115	4,781	235,095	478,036	47,079	78,465	556,501	23,59*23,59	25*25
7	166,659	40,115	4,781	211,555	689,591	78,465	150,652	840,243	28,98*28,98	30*30
6	166,659	40,115	4,781	211,555	901,146	78,465	214,994	1116,14	33,40*33,40	40*40
5	166,659	40,115	4,781	211,555	1112,701	78,465	271,488	1384,189	37,20*37,20	40*40
4	166,659	40,115	4,781	211,555	1324,256	78,465	320,137	1644,393	40,55*40,55	45*45
3	166,659	40,115	4,781	211,555	1535,811	78,465	360,939	1896,75	43,55*43,55	45*45
2	166,659	40,115	4,781	211,555	1747,366	78,465	399,072	2146,438	46,32*46,32	50*50
1	166,659	40,115	4,781	211,555	1958,921	78,465	436,893	2395,814	48,94*48,94	50*50
Mezzanine	166,659	40,115	3,718	210,492	2169,413	78,465	476,753	2646,166	51,44*51,44	55*55
RDC	166,659	40,115	4,781	211,555	2380,968	78,465	521,007	2901,975	53,86*53,86	55*55
Entre sol	166,659	40,115	6,64	213,414	2594,382	78,465	555,375	3149,757	56,12*56,12	60*60
Sous sol	166,659	40,115	4,25	211,024	2805,406	78,465	595,706	3401,112	58,31*58,31	60*60

Tableau II.14 : Pré dimensionnement des poteaux

II.5.1- Vérification :**1- Vérification relative au coffrage :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes: le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1)

Sections des Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
25x25	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 25cm = 25cm.$	Condition vérifiée
30x30 35x35 40x40 45x45	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 30cm.$	Condition vérifiée
50x50 55x55 60x60	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{25}{25} = 1 < 4.$	Condition vérifiée

Tableau II.15 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

2- Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est une perte de stabilité, lorsque l'élément (poteau) est soumis à des forces de compression par la suite à tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme. Cette instabilité dépend de :
 -La longueur de flambement. -La section (caractéristiques géométriques). -La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = Lf / i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau ;

Lf : Longueur de flambement du poteau ($Lf = 0.7 \times L_0$) (B.8.3, 31, BAEL99) ;

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$) (article B.84.1 CBA.93 pages 157)

I : Moment d'inertie du poteau :

$$I_{xx} = bxh^3/12 \quad \text{et}$$

$$I_{yy} = hxb^3/12 \quad \text{avec } b = h$$

$$\Rightarrow I_{xx} = I_{yy} = bxh^3/12$$

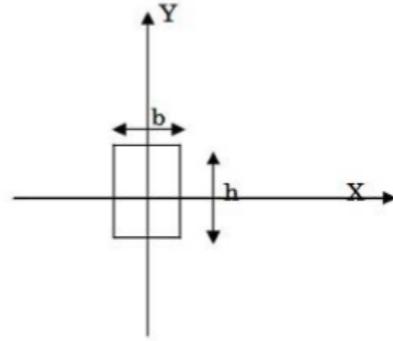


Figure II.13 : Coupe du poteau

S : section transversal du poteau ($S = b \times h$) tel que $b=h$.

Donc :

$$\lambda = Lf / \sqrt{I/S} = 0,7 L_0 / \sqrt{b^2/12} = 0,7 L_0 \sqrt{12} / b$$

Finalement : $\lambda = 2,425 L_0 / b$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

condition	Niveau	Poteau	L_0 (m)	b(m)	λ	Vérification
$\lambda=2,425 L_0/b$	Terrasse	25*25	3,06	0,25	29,682	√
	8	25*25	3,06	0,25	29,682	√
	7	30*30	3,06	0,30	24,735	√
	6	40*40	3,06	0,4	18,551	√
	5	40*40	3,06	0,40	18,551	√
	4	45*45	3,06	0,45	16,490	√
	3	45*45	3,06	0,45	16,490	√
	2	50*50	3,06	0,50	14,841	√
	1	50*50	3,06	0,50	14,841	√
	Mezzanine	55*55	2,38	0,55	10,494	√
	RDC	55*55	3,06	0,55	13,492	√
	Entre sol	60*60	4,25	0,60	17,177	√
	Sous sol	60*60	2,72	0,60	10,993	√

Tableau II.16 : Vérification au flambement

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

3- **Remarque** : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de

privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique). Et pour cela nous devons vérifier les rigidités.

3- Vérification des rigidités :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieures à celles des poutres « poteaux forts -poutres faibles ».

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

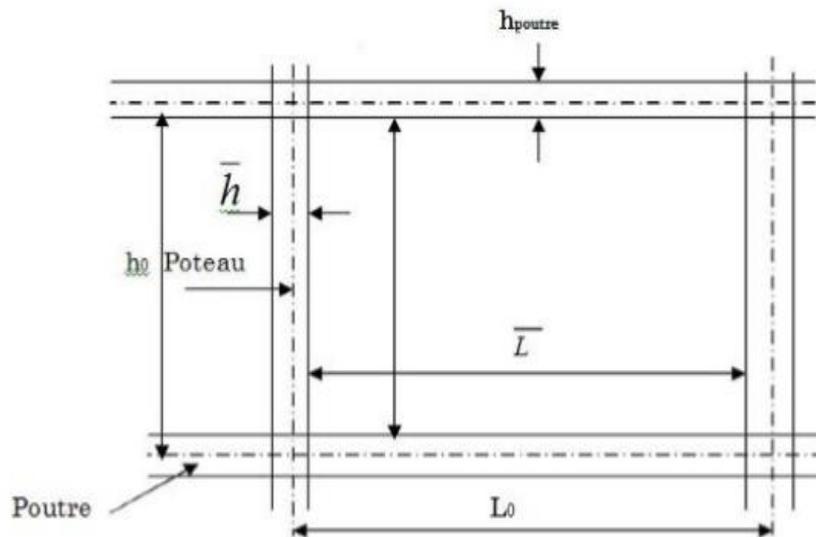


Figure II.14 : Identification des paramètres.

Identification des paramètres :

I : Moment d'inertie de l'élément

hc, Lc : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \times e_p ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \times h_p$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre. e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

Remarque : dans notre cas, notre plan est en forme carré (les mêmes dimensions selon XX et YY) donc on fait les vérifications pour les poutres et les poteaux selon une seule direction.

Niveau	Section	H_0	H	1/2 ep	hc	I_t	K_t
Terrasse	25*25	306	256	12,5	268,5	32 552,08	121,24
8	25*25	306	256	12,5	268,5	32 552,08	121,24
7	30*30	306	256	15	271	67 500,00	249,08
6	40*40	306	256	20	276	125 052,08	453,09
5	40*40	306	256	20	276	213 333,33	772,95
4	45*45	306	256	22,5	278,5	341 718,75	1 227,00
3	45*45	306	256	22,5	278,5	520 833,33	1 870,14
2	50*50	306	256	25	281	520 833,33	1 853,50
1	50*50	306	256	25	281	762 552,08	2 713,71
Mezzanine	55*55	238	188	27,5	215,5	762 552,08	3 538,52
RDC	55*55	306	256	27,5	283,5	1 080 000,00	3 809,52
Entre sol	60*60	425	375	30	405	1 080 000,00	2 666,67
Sous sol	60*60	272	222	30	252	1 487 552,08	5 902,98

Tableau II.17 : Rigidités des poteaux.

→Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	L	1/2 h _{poutre}	L _c	I _t	K _t
Terrasse+Etage 8	1,2	30x50	620	595	25	620	312500	504,032
	2,3		620	595		620		504,032
	3,4		450	425		450		694,444
	4,5		500	475		500		625,000
Etage 7	1,2	30x50	620	590	25	615	312500	508,130
	2,3		620	590		615		508,130
	3,4		450	420		445		702,247
	4,5		500	470		495		631,313
Etage 6	1,2	30x50	620	580	25	605	312500	516,529
	2,3		620	580		605		516,529
	3,4		450	410		435		718,391
	4,5		500	460		485		644,330
Etage 5	1,2	30x50	620	580	25	605	312500	516,529
	2,3		620	580		605		516,529
	3,4		450	410		435		718,391
	4,5		500	460		485		644,330
Etage 4 et 3	1,2	30x50	620	575	25	600	312500	520,833
	2,3		620	575		600		520,833
	3,4		450	405		430		726,744
	4,5		500	455		480		651,042
Etage 2 et 1	1,2	30x50	620	570	25	595	312500	525,210
	2,3		620	570		595		525,210
	3,4		450	400		425		735,294
	4,5		500	450		475		657,895
Etage mezzanine et RDC	1,2	30x50	620	565	25	590	312500	529,661
	2,3		620	565		590		529,661
	3,4		450	395		420		744,048
	4,5		500	445		470		664,894
Entre sol et Sous sol	1,2	30x50	620	560	25	585	312500	534,188
	2,3		620	560		585		534,188
	3,4		450	390		415		753,012
	4,5		500	440		465		672,043

Tableau II.18 : Rigidités des poutres.

Remarque : d'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée dans les trois derniers étages (Niveaux 7, 8 et terrasse) donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique et après toutes les vérifications faites, on a pré dimensionné les éléments de notre structure comme suit :

→Nous opterons pour

Hauteur du plancher corps creux		$ht = 25 (20 + 5)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15 \text{ cm}$
Epaisseur des voiles	Du sous sol au niveau terrasse	$e = 20 \text{ cm}$
Section des poutres	Poutre principale	$(30 \times 50) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
	Poutre palière	$(20 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutre de chaînage	$(20 \times 35) \text{ cm}^2$
Section des poteaux	Terrasse, 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	1 ^{ème} et 2 ^{er} étage	$(50 \times 50) \text{ cm}^2$
	Etage RDC et mezzanine	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$
	Sous sol-Entresol	$(60 \times 60) \text{ cm}^2$

Tableau II.19 : Récapitulatif des résultats.

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

Chapitre III :

calcul des éléments secondaires



Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003. Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- Les planchers à corps creux.
- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les balcons.
- La dalle salle machine.
- Dalle pleine.

III.1 Les planchers :

III.1.1 Les planchers a corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 20cm et d'une dalle de compression 5cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.1.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

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

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

III.1.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

$L = 65$ cm ; distance entre axes des poutrelles.

A_{\perp} : Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: Section des armatures parallèles aux poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité des barres. ($f_e = 520$ MPa)

D'où $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$. Soit $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 15 cm

III.1.2.2 Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 15cm.

III.1.3 Calcul de la poutrelle :**III.1.3.1 La largeur de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

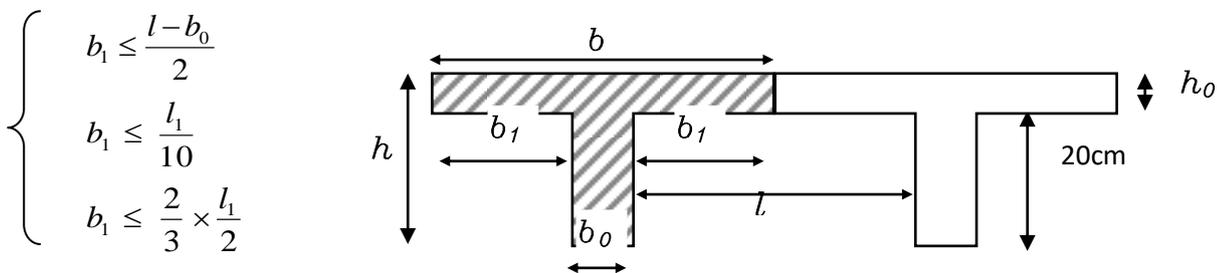


Figure III.1 : Dimension de la poutrelle

Sachant que:

l: distance entre axe des poutrelles.

l₁: portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 5.90 \text{ m}$ (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ($b_0 = 65 \text{ cm}$).

b₀: largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

h₀: épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 5 \text{ cm}$).

h: hauteur totale du plancher ($h = 25 \text{ cm}$).

Donc :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 590 / 10 = 59 \text{ cm} \\ b_1 \leq (2 / 3) (590 / 2) = 196.67 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ donc: } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

D' où : $b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Surcharge de l'ouvrier..... $Q = 1 \text{ KN/mL}$

1- Calcul à L'ELU :**Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

2- Ferrailage à l'ELU :**Calcul le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (5.90)^2}{8} = 10.88 \text{ KN.ml}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.90}{2} = 7.37 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature :

La hauteur $d = 2c$

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.88 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 15.96 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow$$

Section doublement armée (SDA)

Conclusion :

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.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té, avec une inertie constant, reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie. A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

1- à L'ELU :**• Calcul de poids et surcharges des planchers :**

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

$$\text{Plancher terrasse accessible} \left\{ \begin{array}{l} G=5.31 \times 0.65 = 3.451 \text{ KN/m}_1 \\ Q=1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}_1 \end{array} \right\}$$

$$\text{Plancher terrasse inaccessible} \left\{ \begin{array}{l} G=6.31 \times 0.65 = 4.101 \text{ KN/m}_1 \\ Q=1 \times 0.65 = 0.650 \text{ KN/m}_1 \end{array} \right\}$$

$$\text{Plancher étage courant} \left\{ \begin{array}{l} G=6.06 \times 0.65 = 3.94 \text{ KN/m}_L \\ Q=2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/m}_L \end{array} \right\}$$

La charge revenant à la poutrelle : $P_u = (1,35G + 1,5 Q) \cdot 0,65$

• Plancher terrasse accessible :

$$P_u = (1,35 \times 3,451 + 1,5 \cdot 0,975) = 6,09 \text{ KN / ml.}$$

• Plancher terrasse inaccessible :

$$P_u = (1,35 \times 4,101 + 1,5 \cdot 0,650) = 6,51 \text{ KN/ ml}$$

• Plancher étage courant :

$$P_u = (1,35 \times 3,94 + 1,5 \cdot 1,62) = 7,75 \text{ KN / ml}$$

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus défavorable .dans notre cas c'est le plancher terrasse inaccessible **$P_u = 7.75 \text{ KN/ ml}$**

2- à L'ELS :

La charge revenant à la poutrelle : **$P_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65 = (3,94 + 1,62) \cdot 0,65 = 5,56 \text{ KN/ m.}$**

III.1.4 Choix de la méthode de calcul :

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

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

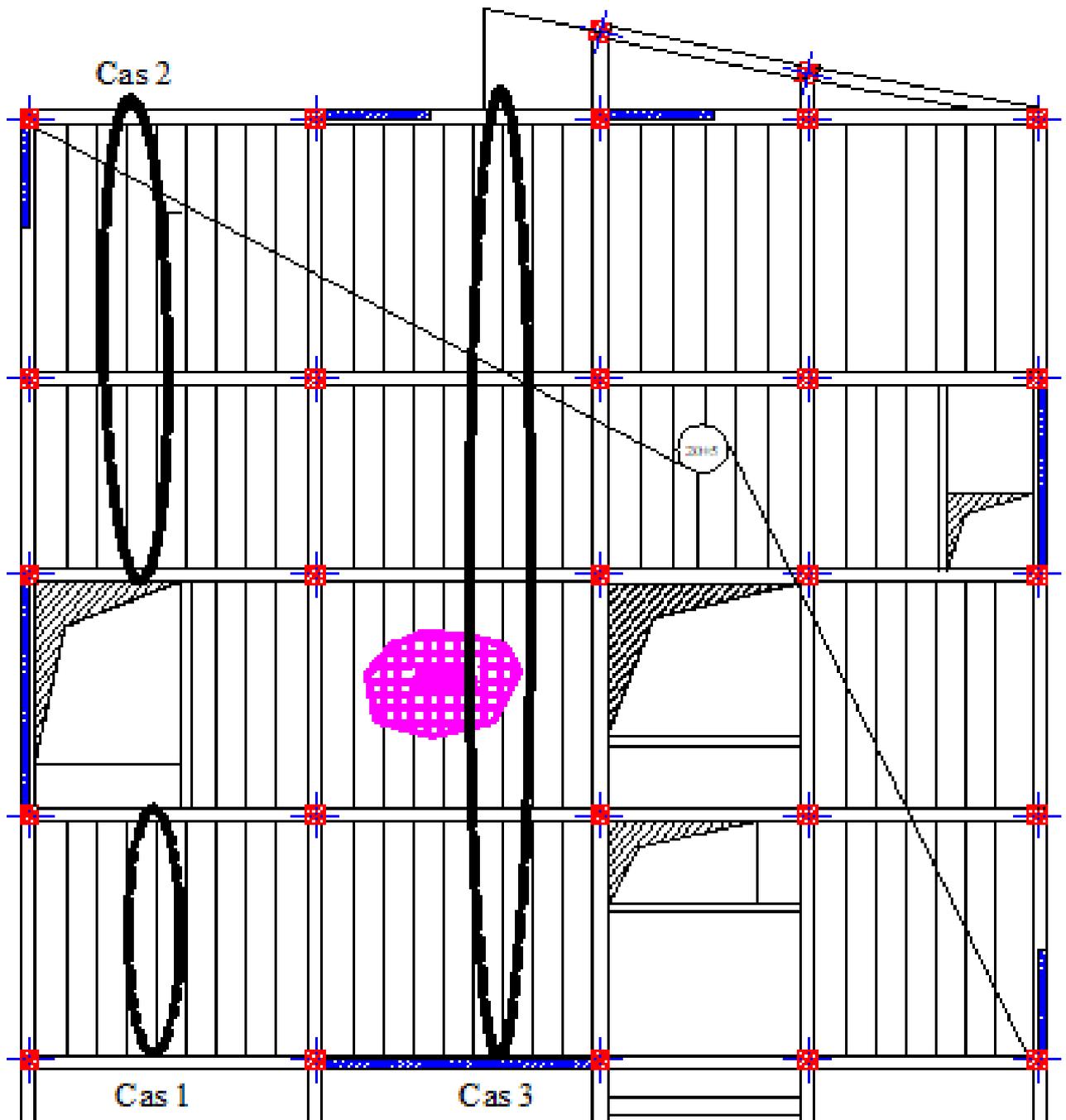
(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

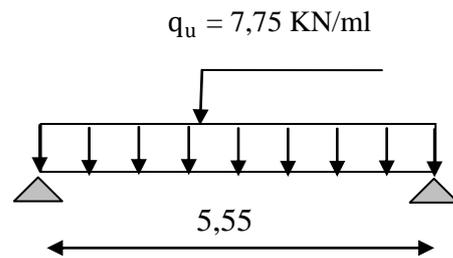
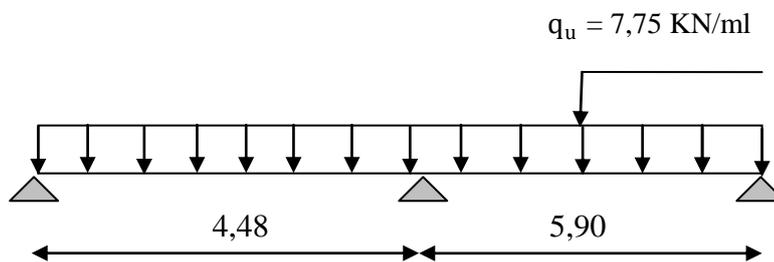
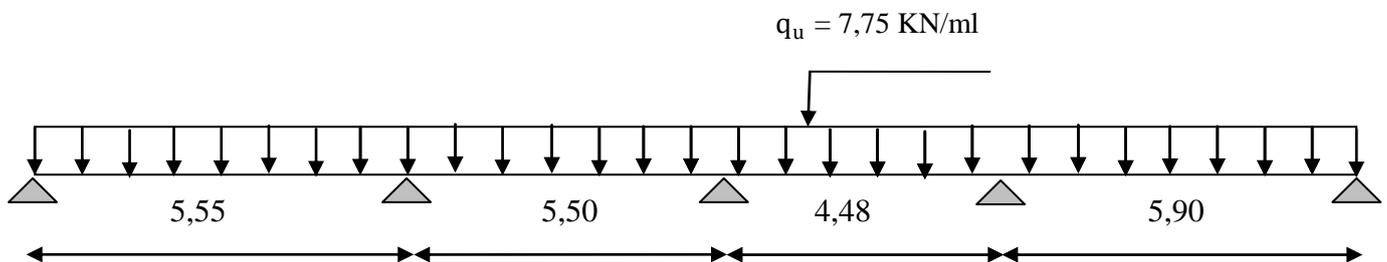
Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té**, avec une inertie constant, reposant sur plusieurs appuis et elle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme des appuis simples.

❖ **Nous avons trois types de poutrelles :**

Le premier comporte un plancher sur 2 appuis ; le deuxième sur 3 appuis et le troisième sur 5 appuis.



♦ 1^{er} cas :Figure III.3. 3. Schéma statique de la poutrelle pour le 1^{er} cas.♦ 2^{ème} cas :Figure III.3.4. Schéma statique de la poutrelle pour le 2^{ème} cas.♦ 3^{ème} cas :Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle pour le 3^{ème} cas.

Les résultats des moments obtenus après l'étude de chaque cas sont :

- Pour le 1^{er} cas :
- ❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Article B.6.2, 210/BAEL 91 modifié 99) :**
 - La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN / ml}\}$
 - La fissuration est non préjudiciable.
 - Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
 - Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

III.1.4.1 Vérification :

1- Calcul de poids et surcharges des planchers :

$$Q \leq (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$$

On prend

$$2G = 2 \times 3,94 = 7,88 \text{ KN}$$

$$Q = 1,62 \leq \max(7,88 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Condition vérifiée

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Condition vérifiée

3- la fissuration est non préjudiciable

Condition vérifiée

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

$$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq 5,55 / 5,5 = 1 \leq 1,25$$

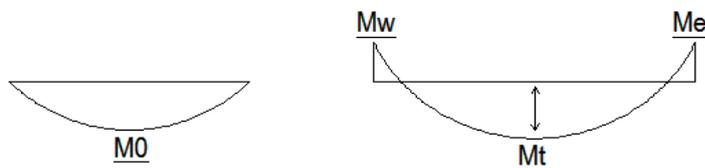
Condition vérifiée

Conclusion

Toutes les conditions sont satisfaites, alors la méthode forfaitaire est applicable.

❖ Rappel sur la méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



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

Avec : α = le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérés.

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{aligned}
 M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} \\
 M_t &\geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\
 M_t &\geq \frac{1,02 + 0,3\alpha}{2}M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1,02 + 0,3\alpha}{2}M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \right\} \Rightarrow \text{On prend } M_t^{\max}$$

Avec :

M_t : Moment maximal en travée considérée ;

M_e : Moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;

M_w : Moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ;

valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad \text{avec } l: \text{longueur entre nus d'appuis}$$

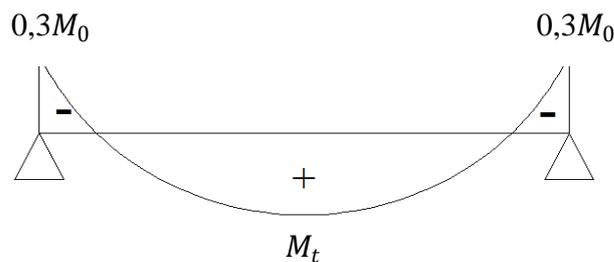
Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$0,6M_0$ pour une poutre à deux travées ;

$0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

$0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

❖ Application de la méthode pour le 1^{er} cas :



a) Calcul de rapport de charge α : $G = 3,94 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,62 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,62}{3,94 + 1,62} = 0,291$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,087$$

$$\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = 0,643$$

b) Combinaison de charges:à l'ELU : $q_u = 7,75 \text{ KN/ml}$ à l'ELS : $q_s = 5,56 \text{ KN/ml}$ **c) Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{7,75 \times 5,55^2}{8} = 29,84 \text{ KN.m}$$

d) Moments sur appuis :

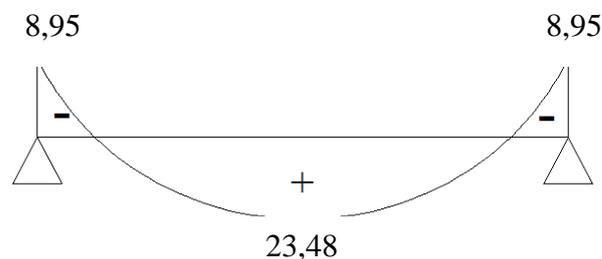
$$M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 29,84 = 8,95 \text{ KN.m}$$

e) Moments en travée :

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,087 \geq 1,05$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 1,087M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,087 \times 29,84 - \frac{8,95 + 8,95}{2} = 23,48 \text{ KN.m} \\ (1,2 + 0,3\alpha)/2 = 0,643 \\ M_{tAB} \geq 0,643M_0 = 0,643 \times 29,84 = 19,18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = 23,48 \text{ KN.m}$$

**Figure III.6. Diagramme des moments fléchissant pour le 1^{er} cas.**

f) Calcul des efforts tranchants :

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

Avec :

$T_{(x)}$: effort tranchant sur appui ;

$\theta_{(x)}$: effort tranchant de la travée isostatique ;

$$\theta_{(x)} = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

M_{i+1} et M_i : Moment sur appuis $i, i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : Effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : Effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : Longueur de la travée.

$$T_A = \frac{7,75 \times 5,55}{2} - \frac{8,95 - 8,95}{5,55} = 21,50 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{7,75 \times 5,55}{2} - \frac{8,95 - 8,95}{5,55} = -21,50 \text{ KN.}$$

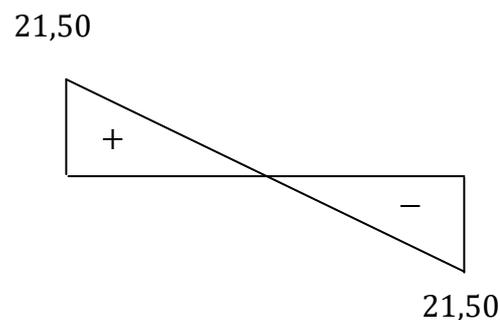
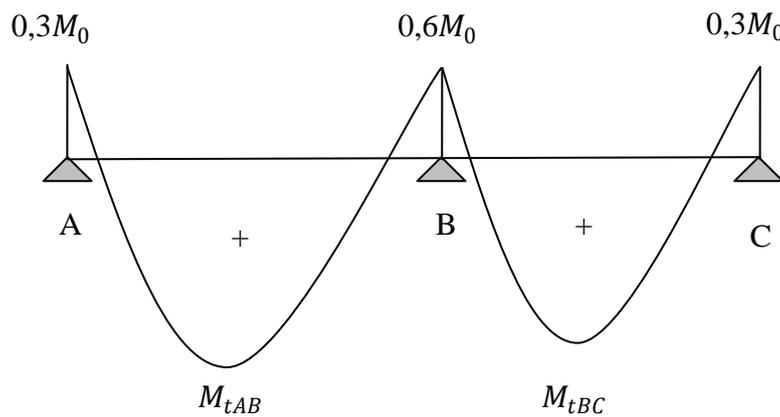


Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants pour le 1^{er} cas.

❖ Application de la méthode pour le 2^{ème} cas :



a) Calcul des moments isostatique :

$$M_{01} = \frac{7,75 \times 4,48^2}{8} = 19,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7,75 \times 5,90^2}{8} = 33,72 \text{ KN.m}$$

b) Moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 19,44 = 5,83 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6M_0 = 0,6 \times 19,44 = 11,66 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,3M_{02} = 0,3 \times 33,72 = 10,11 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 1,087M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,087 \times 19,44 - \frac{5,83 + 11,66}{2} = 12,38 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 0,643M_0 = 0,643 \times 19,44 = 12,50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = 12,50 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 1,087M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,087 \times 33,72 - \frac{11,66 + 10,11}{2} = 25,76 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 0,643M_0 = 0,643 \times 33,72 = 21,68 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = 25,76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

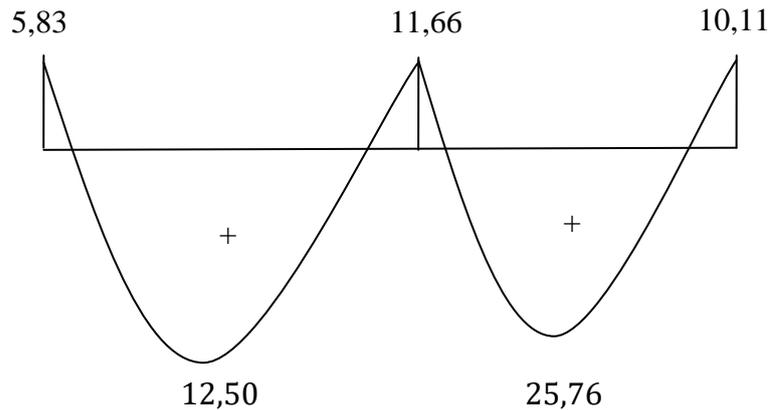


Figure III.8. Diagramme des moments fléchissant pour le 2^{ème} cas.

d) Calcul des efforts tranchants :

♦ Travée AB :

$$T_A = \frac{7,75 \times 4,48}{2} - \frac{11,66 - 5,83}{4,48} = 16,05 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{7,75 \times 4,48}{2} - \frac{11,66 - 5,83}{4,48} = -18,66 \text{ KN.}$$

♦ Travée BC :

$$T_B = \frac{7,75 \times 5,90}{2} - \frac{10,13 - 11,66}{5,90} = 23,12 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{7,75 \times 5,90}{2} - \frac{10,13 - 11,66}{5,90} = -22,60 \text{ KN.}$$

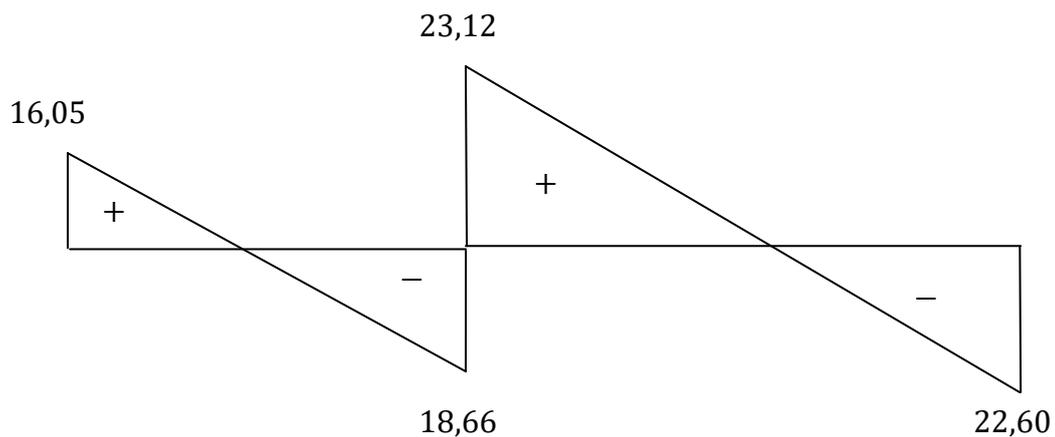


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants pour le 2^{ème} cas.

- Pour le 3^{ème} cas :
- ❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Article B.6.2, 210/BAEL 91 modifié 99)**
 - La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$
 - La fissuration est non préjudiciable.
 - Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
 - Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

III.1.4.2 Vérification :

- 5- Calcul de poids et surcharges des planchers :

$$Q \leq (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$$

On prend

$$2G = 2 \times 3,94 = 7,88 \text{ KN}$$

$$Q = 1,62 \leq \max(7,88 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Condition vérifiée

- 6- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Condition vérifiée

- 7- la fissuration est non préjudiciable

Condition vérifiée

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

$$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \leq 5,55/5,5 = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq 5,50/4,48 = 1,22 \leq 1,25 \\ 4,48/5,90 = 0,75 < 0,80 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode de Caquot.

❖ **Principe de la méthode des trois moments:**

-Aux appuis : $M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right]$.

-En travée : $M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 + \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$ Et $\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$

Avec :

$\mu(x)$: Moment fléchissant isostatique.

La position du moment maximum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

Avec : M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeur algébrique (pris avec leur signe) sur les appuis $i-1$; i ; $i+1$.

L_i : La portée de la travée à gauche de l'appui i .

l_{i+1} : La portée de la travée à droite de l'appui i .

q_i : La charge répartie à gauche de l'appui i .

q_{i+1} : La charge répartie à droite de l'appui i .

-Dans notre cas nous avons les même charges à gauche et à droite de l'appui i . $\Rightarrow q_i = q_{i+1}$.

1) Calcul des moments:

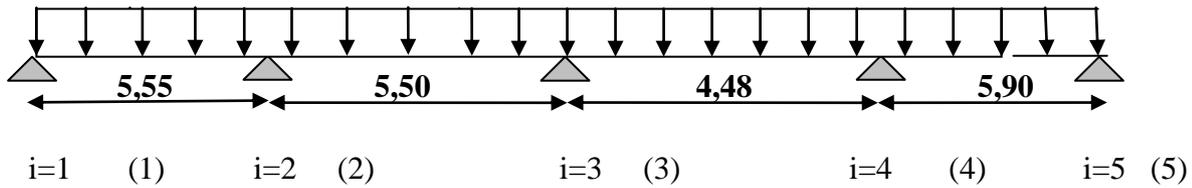


Figure III.10. Diagramme des charges sur les poutrelles.

a)- Aux appuis :

$$- M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

Pour l'appui i=1 :

$$11,1M_1 + 5,55M_2 = -331,22 \dots \dots \dots (1).$$

Pour l'appui i=2 :

$$5,55M_1 + 22,1M_2 + 5,5M_3 = -653,57 \dots \dots \dots (2).$$

Pour l'appui i=3 :

$$5,5M_2 + 19,96M_3 + 4,48M_4 = -496,56 \dots \dots \dots (3).$$

Pour l'appui i=4 :

$$4,48M_3 + 20,76M_4 + 5,9M_5 = -572,13 \dots \dots \dots (4).$$

Pour l'appui i=5 :

$$5,9M_4 + 11,8M_5 = -397,92 \dots \dots \dots (5).$$

Résolution des équations :

$$(1) \Rightarrow M_1 = -0,50M_2 - 29,839 \dots \dots \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \Rightarrow M_2 = -0,284M_3 - 25,250 \dots \dots \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \Rightarrow M_3 = -0,243M_4 - 19,441 \dots \dots \dots (3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \Rightarrow M_4 = -0,30M_5 - 24,656 \dots \dots \dots (4')$$

$$(4') \text{ dans } (5) \Rightarrow M_5 = -25,167 \dots \dots \dots (5')$$

Après la résolution on trouve :

$$M_1 = - 19,388 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 20,902 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 15,277 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 17,109 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = - 25,167 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moment en travées.

On réduisant les moments aux appuis de **1/3** on aura :

$$M_1 = (- 19,388) - 1/3 (-19,388) = - 12,92 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (- 20,902) - 1/3 (-20,902) = - 13,93 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (- 15,277) - 1/3 (-15,277) = - 10,18 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (- 17,109) - 1/3 (-17,109) = - 11,40 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (- 25,167) - 1/3 (-25,167) = - 16,77 \text{ KN.m}$$

Tableau récapitulatif :

Appuis	L_i	L_{i+1}	q_i	Equations	M_i
1	0	5,55	7,75	$11,10 M_1 + 5,55 M_2 = -331,22$	-12,92
2	5,55	5,50	7,75	$5,55 M_1 + 22,10 M_2 + 5,50 M_3 = -653,57$	-13,93
3	5,50	4,48	7,75	$5,50 M_2 + 19,96 M_3 + 4,48 M_4 = -496,56$	-10,18
4	4,48	5,90	7,75	$4,48 M_3 + 20,76 M_4 + 5,90 M_5 = -572,13$	-11,40
5	5,90	0	7,75	$5,90 M_4 + 11,80 M_5 = -397,92$	-16,77

b)-En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}$$

Tableau récapitulatif :

Travées	L(m)	Qu (KN/m)	Mi (KN,m)	Mi+1 (KN,m)	X(m)	Mt(x) (KN,m)	Mt(x) (KN,m)
1-2	5,55	7,75	-12,92	-13,93	2,75	$Mt = 3,87x^2 + 20,49x - 12,92$	14,16
2-3	5,50	7,75	-13,93	-10,18	2,84	$Mt = 3,87x^2 + 21,99x - 13,93$	17,31
3-4	4,48	7,75	-10,18	-11,4	2,20	$Mt = 3,87x^2 + 17,09x - 10,18$	8,69
4-5	5,90	7,75	-11,14	-16,77	2,83	$Mt = 3,87x^2 + 21,95x - 11,40$	19,72

2)- Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Travées	L(m)	qu(KN/m)	Mi(KN,m)	Mi+1(KN,m)	V(x) (KN)	
					x=L	x=0
1 2	5,55	6,06	-12,92	-13,93	-17,00	16,63
2,3	5,50	6,06	-13,93	-10,18	-15,98	17,35
3,4	4,48	6,06	-10,18	-11,4	-13,85	13,30
4,5	5,90	6,06	-11,14	-16,77	-18,83	16,92

c)-Diagrammes des efforts internes :

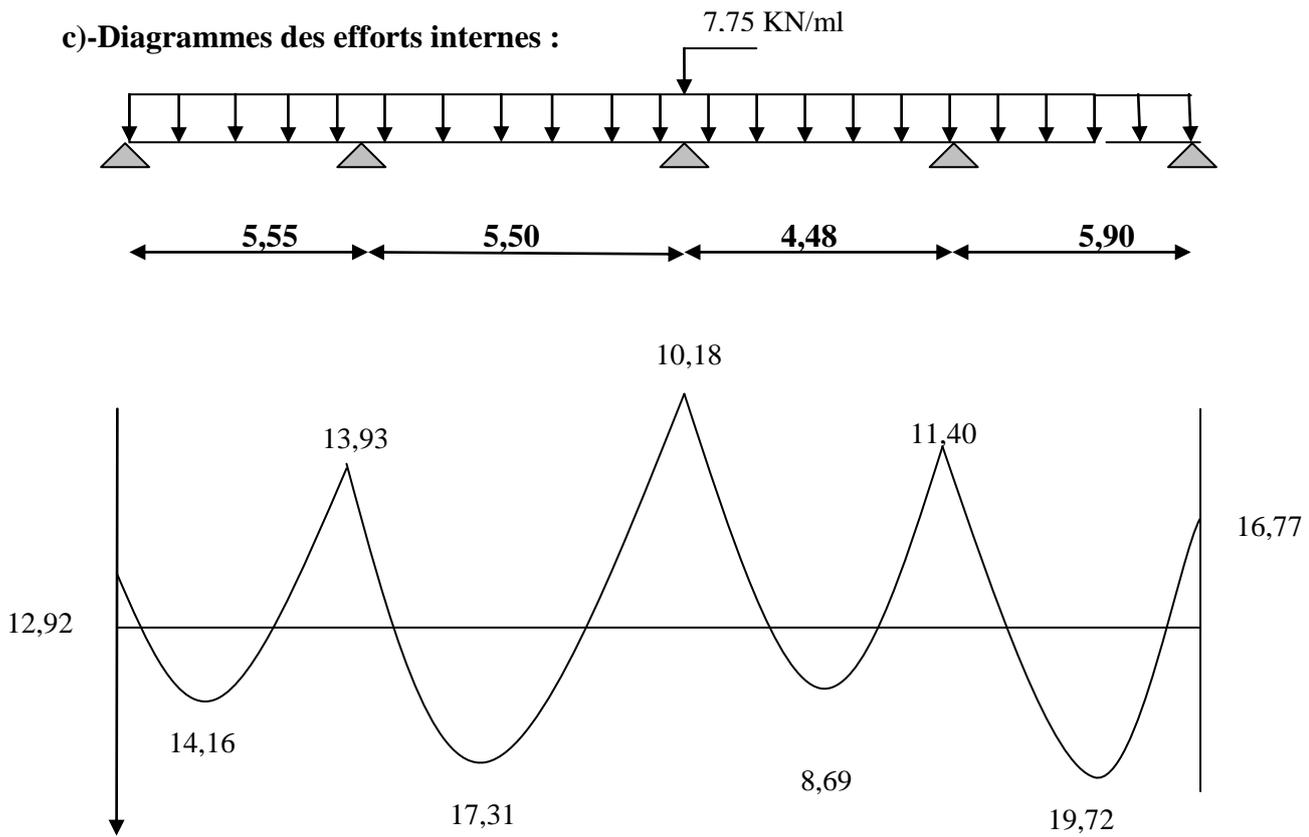


Figure III.11. Diagrammes des moments fléchissant

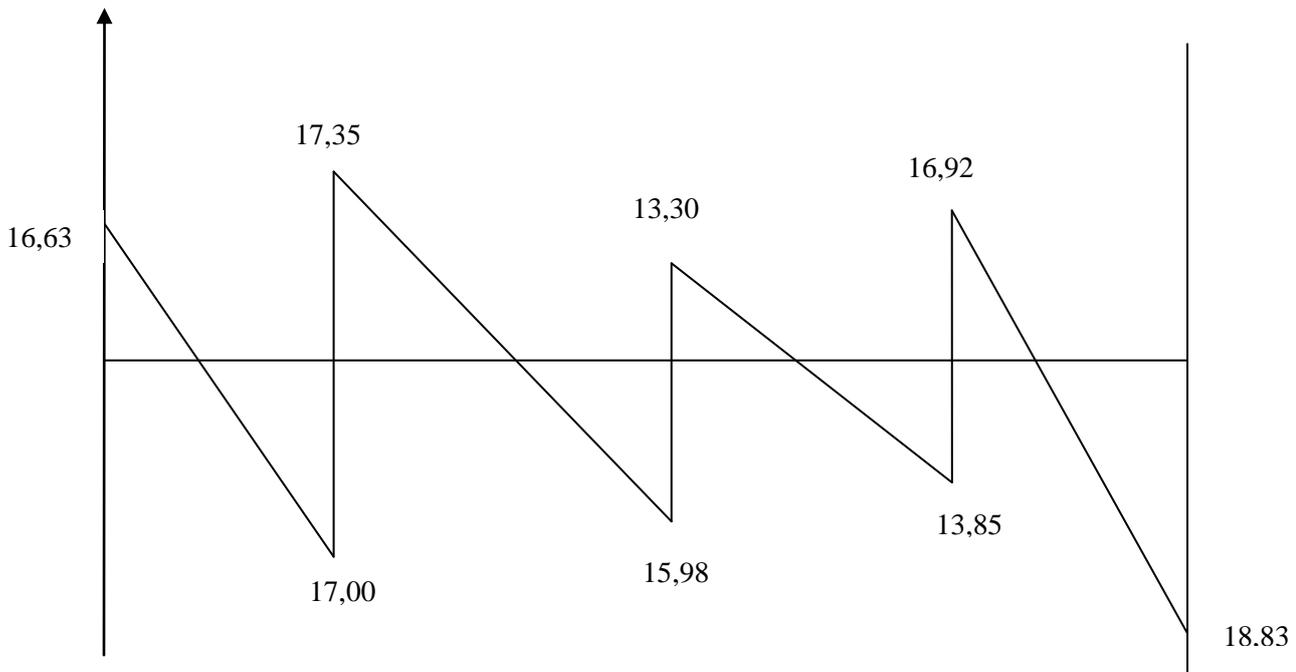


Figure III.12. Diagrammes des efforts tranchants

III.1.4.4 Ferrailage à l'ELU :**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 25,76 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 16,77 \text{ KN.m}$$

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

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm}$$

♦ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 16,06 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 75,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 25,76 \text{ KN.m} < M_t = 75,68 \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

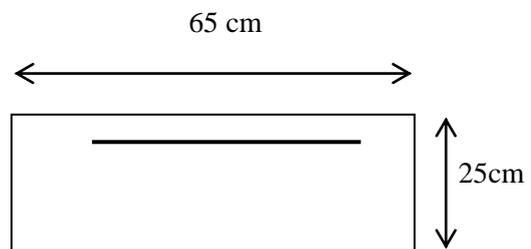
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 25) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19,72 \times 10^3}{65 \times 23^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 \Rightarrow \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19,77 \times 10^3}{0,980 \times 23 \times \frac{400}{1,15}} = 2,52 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{At} = 4,62 \text{ cm}^2$$

♦ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 16,77 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h=25cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{16,77}{0,12 \times (0,23)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,186.$$

$$\mu = 0,186 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,186 \Rightarrow \beta = 0,896$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{16,77 \times 10^4}{0,896 \times 0,23 \times 348 \times 10^3} = 2,33 \text{ cm}^2.$$

On adopte **2HA14=3,08 cm²**

$$A_a = 3,08 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91) :

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = \min(0,714; 1,2; 1,2) = 0,714 \text{ cm}$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

– **Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(20,7 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 20,7 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifiée 99]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} = \frac{1 \cdot 400}{12 \cdot 16} = 2,08 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

III.1.4.5 Vérification à l'ELU :

III.1.4.5.1 Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 23 \times 2,1/400 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.}$$

aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 23 \times 2,1/400 = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.}$$

III.1.4.5.2 Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 23,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 23,82 \times 10^3 / 120 \times 230$$

$$\tau_u = 0,863 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{1,5} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,863 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.1.4.5.3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

♦ Aux travées :

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times (3 \times 14) = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,82 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 131,88} = 0,872 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,872 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

♦ Aux Appuis :

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times (2 \times 14) = 87,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,82 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 87,92} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

III.1.4.5.4 L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(ART : A.5. 1. 313)

Sur le béton :

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 23 \times 12 = 165,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 23,82 \text{ KN} < \bar{V}_u = 165,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V^{\max}_u + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{400} \left(23,82 + \frac{16,77}{0,9 \times 23} \right) = 0,07$$

\Rightarrow condition vérifiée

III.1.4.5.6 L'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$

Pour f_c E400, acier HA, $L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$
 $L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

$$L_s = 20 \text{ cm}$$

III.1.4.5.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL 91ART A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 23,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23,82 \times 10^3}{120 \times 230} = 0,863$$

$$\tau_u = 0,863 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MP}$$

$$\tau_u = 0,863 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

III.1.4.6 Calcul à l' E L S :

III.1.4.6.1 Moment de flexion a l'E.L.S (BAEL 91 ; modifie 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient

$$q_u = 7,75 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = 5,56 \text{ KN / ml}$$

$$q_s / q_u = 5,56/7,75 = 0,717$$

- Les moments en appuis :

$$M_1 = -12,92 \times 0,717 = -9,26 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -13,93 \times 0,717 = -9,98 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -10,18 \times 0,717 = -7,29 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -11,40 \times 0,717 = -8,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = -16,77 \times 0,717 = -12,02 \text{ KN.m}$$

-Les moments en travées :

$$M_{t1} = 14,16 \times 0,717 = 10,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 17,31 \times 0,717 = 12,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 8,69 \times 0,717 = 6,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 25,76 \times 0,717 = 18,46 \text{ KN.m}$$

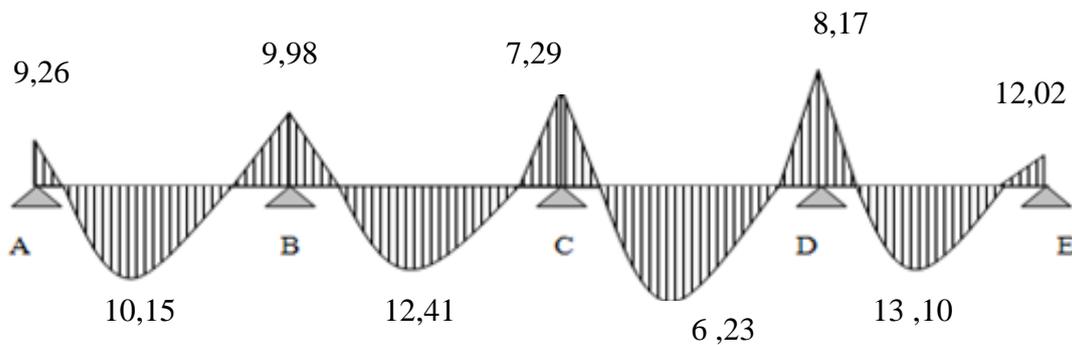


Figure III.13 : Diagrammes des moments fléchissant

III.1.4.6.2 Effort tranchant à l'E.L.S :

Travée 1 – 2:

$$V_1 = 21,32 \times 0,717 = 15,28 \text{ KN}$$

$$V_2 = -21,69 \times 0,717 = -15,55 \text{ KN}$$

Travée 2 – 3:

$$V_2 = 21,99 \times 0,717 = 15,76 \text{ KN}$$

$$V_3 = -20,63 \times 0,717 = -14,79 \text{ KN}$$

Travée 3 – 4:

$$V_3 = 17,09 \times 0,717 = 12,25 \text{ KN}$$

$$V_4 = -17,63 \times 0,717 = -12,68 \text{ KN}$$

Travée 4 – 5:

$$V_4 = 21,91 \times 0,717 = 15,70 \text{ KN}$$

$$V_5 = -23,82 \times 0,717 = -17,07 \text{ KN}$$

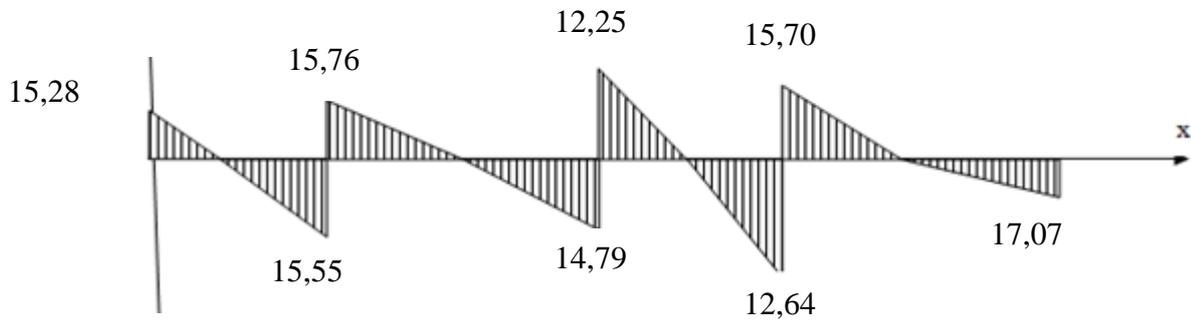


Figure III.14 : diagrammes des efforts tranchants

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

- Etat limite de résistance à la compression de béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$M_t^{\max} = 13,10 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 12,02 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 17,07 \text{ KN.}$$

En travée :

◆ Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 23} = 1,67$$

$$\beta_1 = 0,833$$

$$K_1 = 14,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{14,13 \times 10^6}{0,849 \times 23 \times 3,39 \times 10^3} = 213,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 147,95 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

♦ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 147,99/14,95 = 9,90\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :♦ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,08}{12 \times 23} = 1,116 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K_1 = 19,48 \\ \beta = 0,855 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{12,02 \times 10^6}{0,855 \times 23 \times 3,08 \times 10^3} = 198,45\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 198,45/19,48 = 10,18\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Etat limite de déformation (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

Avec : L : la distance entre nœud de la plus grande travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{590} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5,90}{500} = 0,012m$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

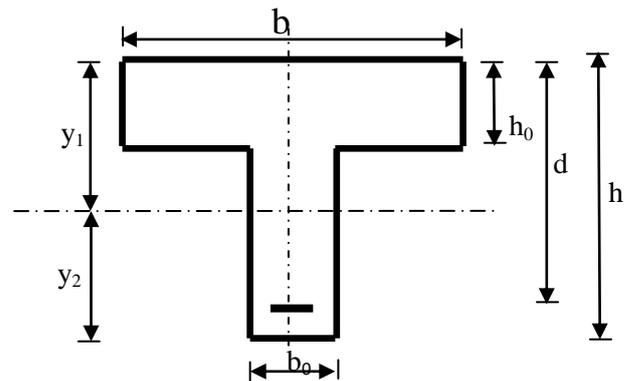
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 25 + (65 - 12) \cdot 5 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 615,85 \text{ cm}^2$$

**Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 25^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 23 = 6006,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{6006,054}{634,3} = 9,46 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 9,46 = 15,54 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (9,46^3 + 15,54^3) + (65 - 12) \times 5 \times \left[\frac{5^2}{12} + \left(9,46 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 (15,54 - 2)^2$$

$$I_0 = 54 491,46 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 23} = 0,016 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,978$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,016} = 1,02$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{13,10 \times 10^6}{0,978 \times 230 \times 462} = 126,05 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

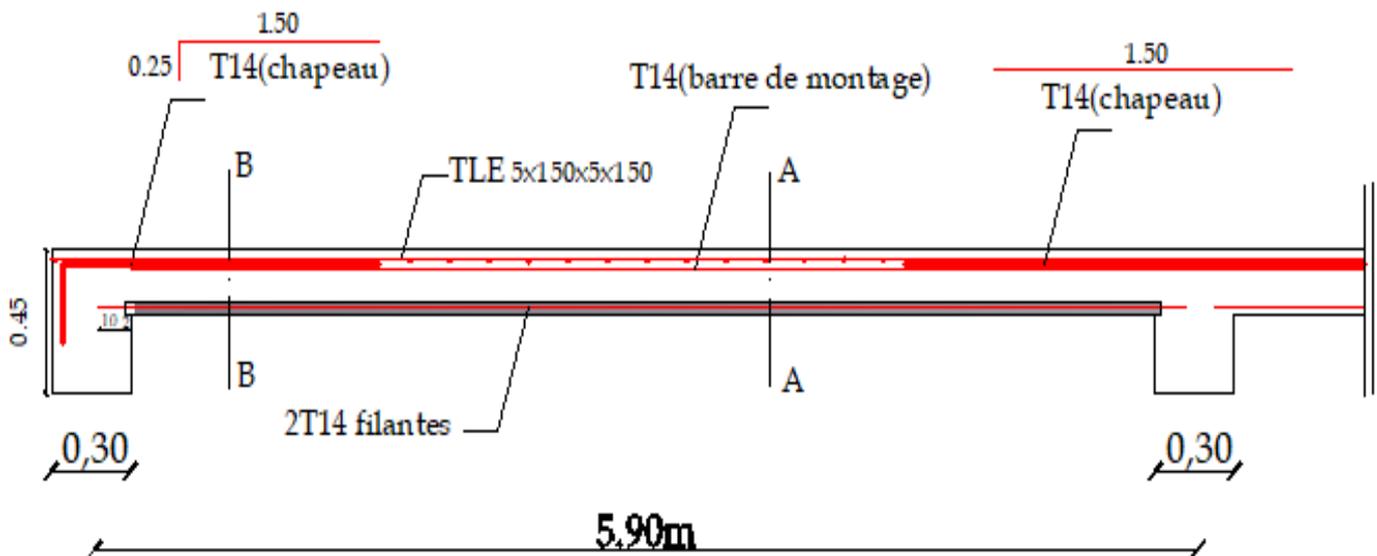
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 135,96 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{0,66 ; 0\} = 0,66$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 5449146}{1 + 1,02 \times 0,66} = 3582393 \text{ Cm}^4$$

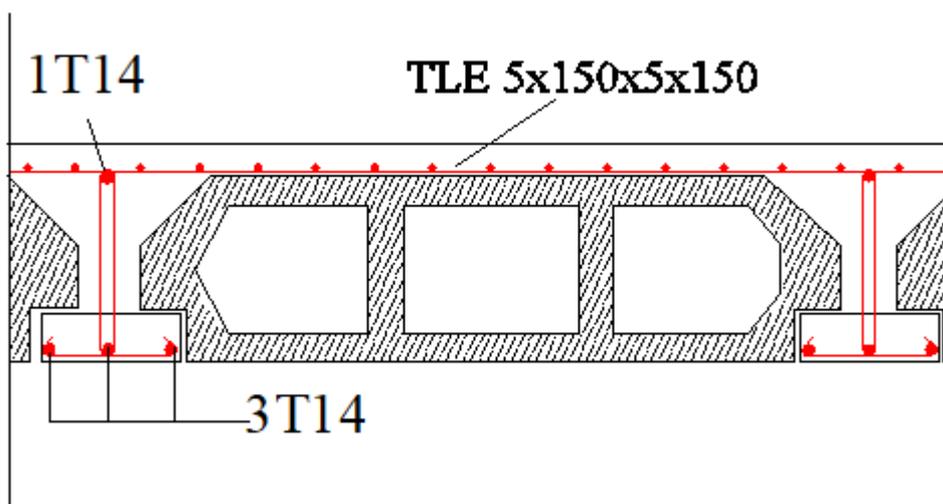
D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{13,10 \times 5,90^2}{10 \times 1081887 \times 10^3 \times 3582393 \times 10^{-8}} = 0,010 \text{ m} < \bar{f} = 0,012 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$



Coupe A-A



Coupe B-B

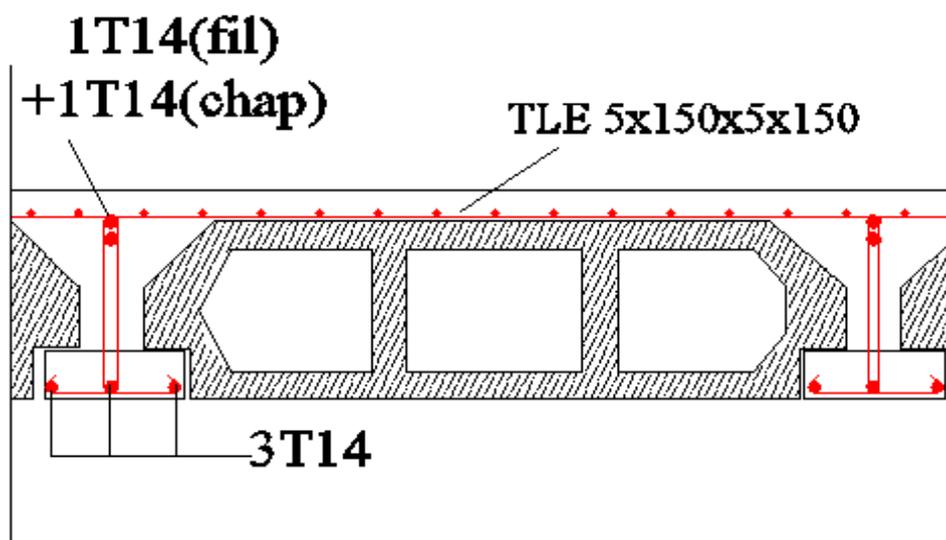


Figure III.15 : Plans de ferrailage du plancher

III.2 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à l'effort « **G** » dû à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

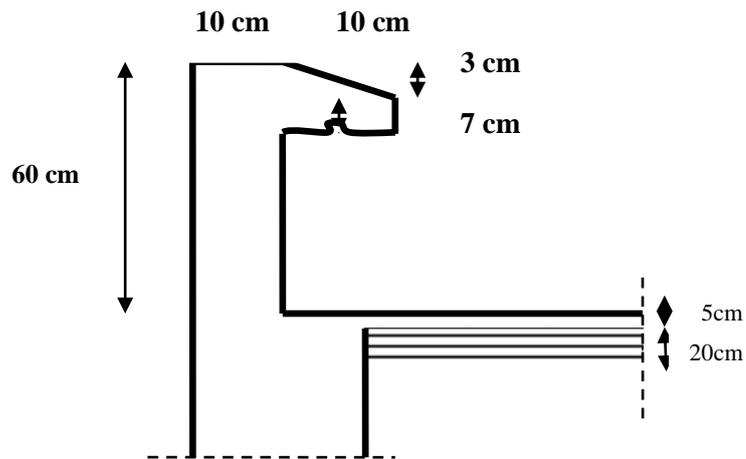


Figure III.16 : coupe verticale de l'acrotère

III .2.1 Détermination des sollicitations :

- Poids propre : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$
 $G = 1.7125 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment de renversement du à la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN .m}$

III .1.2 Diagramme des efforts :

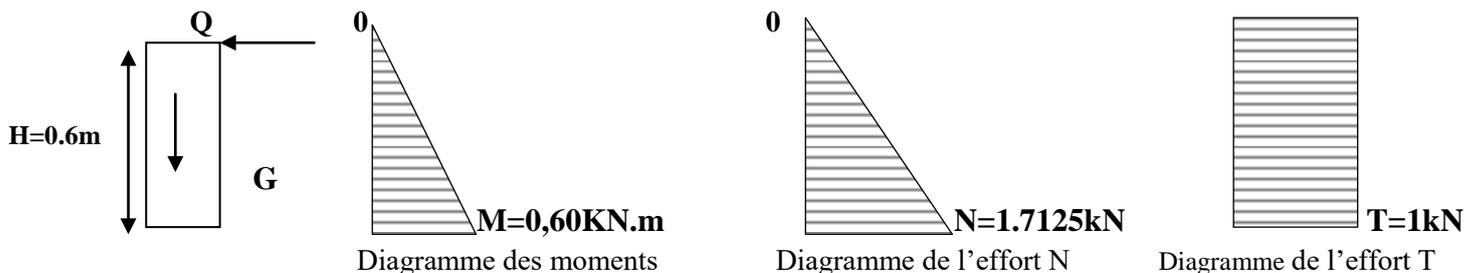


Figure III.17: Schema statique du calcul de l'acrotère.

III.2.3 Combinaison de charge :

ELU : 1.35G + 1.5Q

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

ELS : G + Q

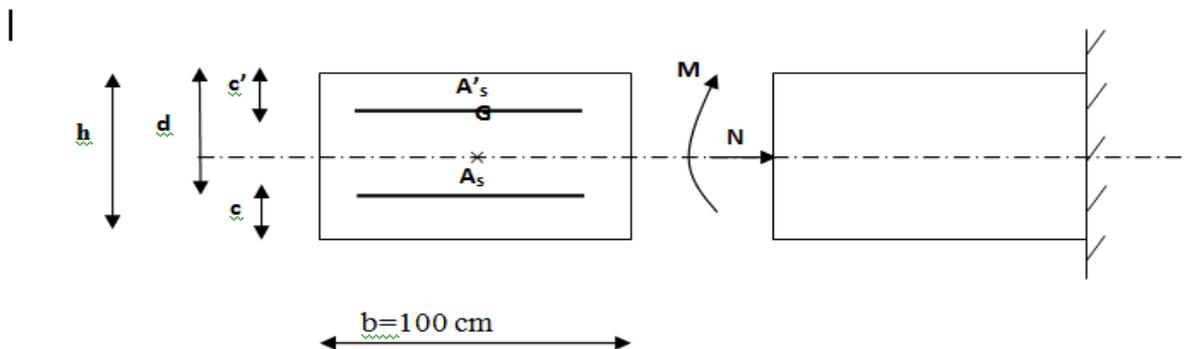
$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère :**III.1.4 .1 Calcul des armatures a l'ELU :**

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

**III.2.4 .2 Position du centre de pression :**

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389\text{m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow \text{Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à}$$

l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **Mu** : moment du à la compression ;

Nu : effort de compression ;

Cp : centre de pression ;

e_u : excentricité ;

C : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « M_f » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III.2.4.3 Calcul en flexion simple :

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,4 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right) = 0,42 \text{ m}$$

Avec :

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2,312 \times 0,42 = 0,971 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.971 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.971 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0,012$$

$$\mu_b = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_b = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.994$$

- **Calcul des armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.994$$

Donc :
$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{971}{0.994 \times 7.5 \times 348} = 0,374 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.374 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.308 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.308 \text{ cm}^2.$$

III.2.5 Vérifications :**III.2.5 .1 Vérification à L'ELU :****1) Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

$A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de **25 cm²**.

2) vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

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

avec : τ_u : contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ MPa.}$$

Et $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \textit{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,02 \text{ MPa} \leq \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3) vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

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

$$\text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} ;$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 75 \times 100,5} = 0,221 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a } \tau_{se} = 0,221 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

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

4) La longueur de scellement droit (Art 6.2.21, BAEL 91)

$L_s = 40 \phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \phi$ pour FeE 500 et pour les ronds lisses

Dans notre cas : FeE 400

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

5) Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99)

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III .2.5.2 VERIFICATION A L'ELS :

L'acrotère est un élément exposée aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

- La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

A. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e, \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\}.$$

Les aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{array} \right.$ d'où $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min\left\{\left(\frac{2}{3}\right) 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})\right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \min\{266,67, \max(200; 201,63)\}.$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de β_1 : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7.5} = 0.268$

$\rho = 0.268$ $\beta_1 = 0.918$ $K_1 = 45.98$ $K = \frac{1}{K_1} = 0.022$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.918 \times 7.5 \times 2.01} = 43.36 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 43.36 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$Condition Vérifiée

B. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Il faut que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

Avec :

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\sigma_{bc} = 0.022 \times 43.36 = 0.954 \text{ MPa}$$

et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 0.954 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : 4 HA8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition : 4 HA 8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

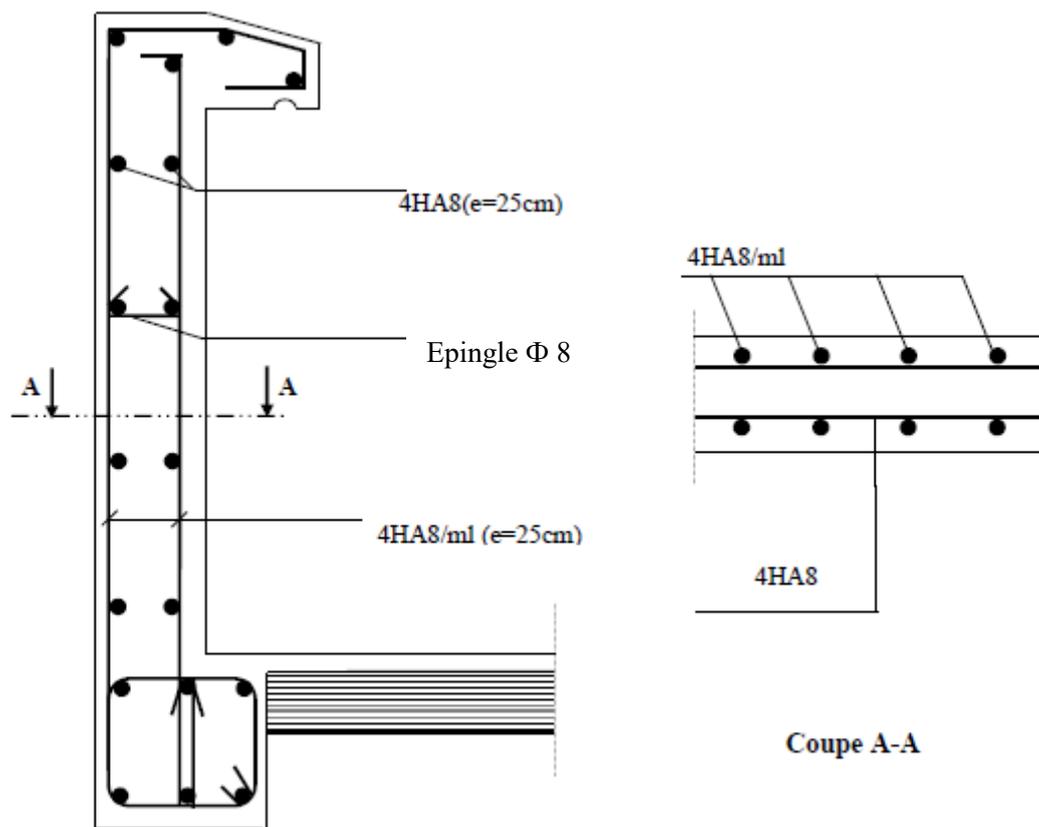


Figure III. 18 : ferrailage de l'acrotère

III.3 Calcul d'escaliers :

L'escalier de notre structure est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier du RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 8^{ème} est le plus défavorable avec la hauteur $H=3.06$ m à quatre volées et un palier intermédiaire.

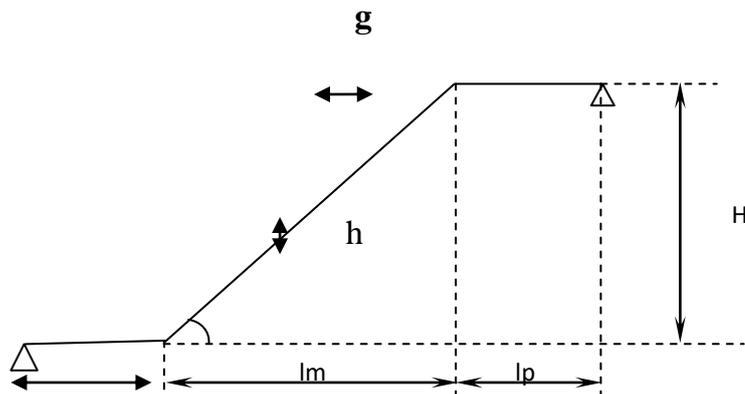


Figure. III.19: coupe verticale de l'escalier

III.3.1 Terminologie :

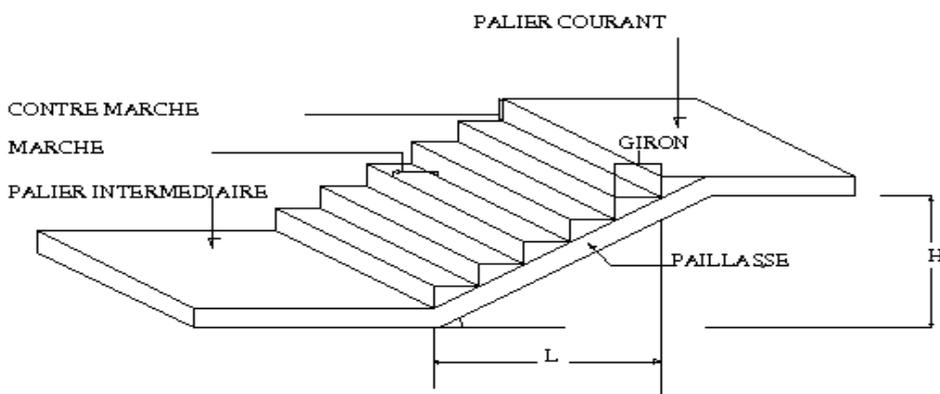


Figure. III.20: Les éléments d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h= 13\text{à}17$ cm, jusqu'à 22.5cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marche ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h+g = 59$ à 64
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plat forme constituant un repos ente deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.3.2 Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et de contre marches sera déterminé à l'aide de la formule suivante :

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser à peu près cette condition.

$$g_m + 2h = 64 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Longueur de la marche

Le nombre n de marches à prévoir est alors racine de l'équation :

$$n^2 - n \left(1 + \frac{2H + l_m}{2 \cdot 0.64} \right) + 3.125H = 0$$

Cette équation nous donne $n=10.29$ on prendra $n=10$ marches.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{0.54}{3} = 0,18 \text{ m} \text{ et } g = \frac{l_m}{n-1} = \frac{0.6}{3-1} = 0.3 \text{ m}$$

on va choisir

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

III.3.2.1 Nombre de contre marches total :

- RDC ,1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 8^{eme} d'une hauteur $H=3.06$ m.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.18} = 17 \text{ Contre marches}$$

III.3.2.2 Nombre de marches :

- RDC ,1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 8^{eme} d'une hauteur $H=3.06$ m.

$$m = n - 1 = 17 - 1 = 16 \text{ marches.}$$

III.3.2.3 Embranchement :

$$E = 1.3 \text{ m.}$$

III.3.3 Etude de la volée de RDC ,1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 8^{eme} d'une hauteur H=3.06 m :

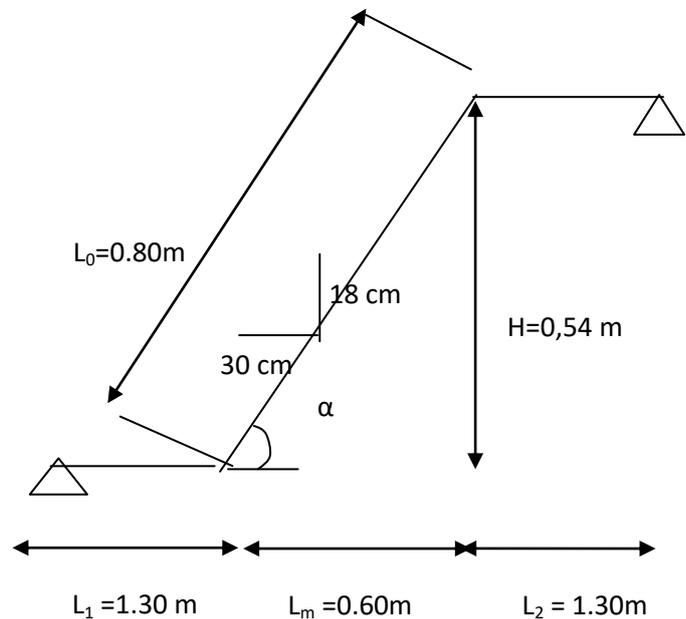


Figure. III.21 : coupe verticale de la volée de RDC

III.3.3.1 Nombre de contre marches :

$$n = \frac{54}{18} = 3 \text{ (contre marches).}$$

III.3.3.2 Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 3 - 1 = 2 \text{ (marches).}$$

III.3.3.3 calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{0.6}{\cos 41.98} = 0.80$$

$$L = l_1 + l_m + L_2 = 1.30 + 0.6 + 1.30 = 3.20 \text{ m.}$$

III.3.3.4 Epaisseur de la pailasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} \leq e_p \leq \frac{320}{20}$$

$$10.66 \text{ cm} \leq e_p \leq 16 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

III.3.3.5 Epaisseur moyenne de la volée :

$$e_p = e_{p+} \frac{h \cdot \cos \alpha}{2} = 15 + \frac{18 \cos 41.98}{2} = 21.69.$$

III.3.4 Détermination des charges de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

On considère que l'escalier est semi encastre à deux extrémités (ses deux appuis).

A. Charges et surcharges :

1- Le palier :

Eléments	Poids propre (KN/m)	
Poids propre de la dalle	25x0.15x1.00	3.55
Mortier	20x0.02x1.00	0.40
Marbre	20x0.022x1.00	0.44
Enduit de plâtre	10x0.02x1.00	0.20
		G_{palier}=5.31
		Q_{palier}= 2.50

Le DTR de Charges et surcharge nous donne : **Q= 2,5KN/ml**

Tableau III-26 : Charges et surcharge revenant au palier.

2- Le Paillasse :

Eléments	Poids propre (KN/m)	
Poids propre de la paillasse	$25xep/\cos \alpha$ $= 25x0.15/\cos 41.98$	5.04
Poids propre de la marche	$25xep/2= 25x0.18/2$	2.25
Marbre	20x0.022x1.00	0.44
Lit de sable	10x0.036x1.00	0.36
Mortier de pose	20x0.02x1.00	0.40
Enduit de ciment	10x0.036x1.00	0.36
Poids propre de la garde corps	0.2x1	0.2
		G_{palier}=9.05
		Q_{palier}= 2.50

Surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est: **Q= 2,5KN/ml**

Tableau III-27 : Charges et surcharge revenant la paillasse.

B - Combinaisons de charges :

	ELU : $q_u=(1.35G+1.5q)x1m$ (KN/ml)	ELS : $q_s=(G+q)x1m$ (KN/ml)
palier	$q_u^{palier}=(1.35x5.31+1.5x2.5)x1m=10.92$	$q_s^{palier}=(5.31+2.5)x1m=7.81$
paillasse	$q_u^{paillasse}=(1.35x9.05+1.5x2.5)x1m=15.96$	$q_s^{paillasse}=(9.05+2.5)x1m=11.55$

Tableau III-28 : Combinaisons de charges.

III.3.5 Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :

A – calcul des réactions d'appuis :

$\sum F = 0$

$R_A+R_B= (1.30x10.92) + (15,96x0.6) + (1.30x10.92) =37.96KN.$

$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.20R_B - \frac{10.92x1.30^2}{2} + [(15.96x0.6) (\frac{0.6}{2} + 1.30)] + [(10.92x1.30)(\frac{1.30}{2} + 1.90)] = 0$
 $\Rightarrow 3.20R_B - 60.74=0 \Rightarrow 3.20R_B=60.74$

Donc: $R_A= 18.98 KN$

$R_B=18.98 KN$

Calcul de 1^{er} partie :

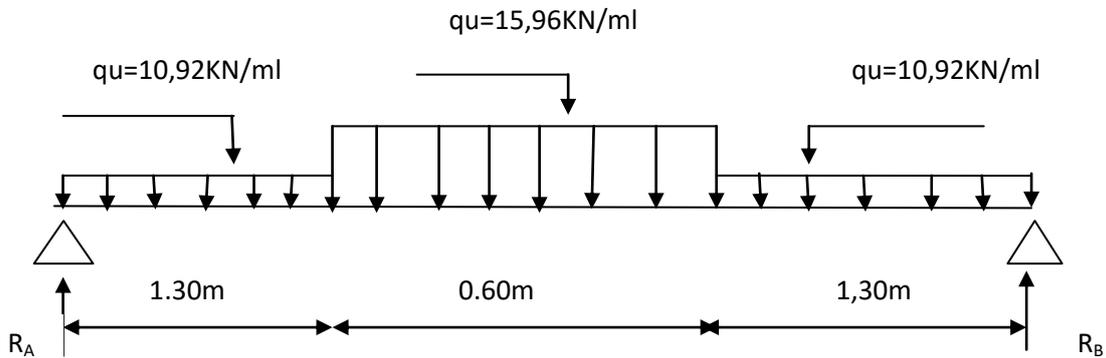


Figure. III.22 : Schéma statique

III.3.5.1 calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30 m$

$T_x = R_A - qu_3(x).$

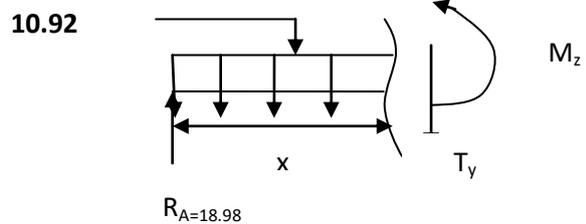
$T_x = 18.68 - 10.92(x)$

$T(x = 0) = 18.68 - 10.92(0) \Rightarrow T_y = 18,98 KN.$

$T(x = 1.30m) = 18.69 - 10.92(1.30) \Rightarrow T_y = 4.79KN.$

$T(x=0) \Rightarrow R_A - qu_3(x)=0 \Rightarrow R_A - qu_3(x) \Rightarrow x = \frac{18.98}{10.92} = 1.73.$

$X=1.73m, 1.73\zeta \quad [0; 1.3]$



$$M_x = R_{Ax} - q_{u3} \left(\frac{x^2}{2}\right) = 18.98x - \frac{10.92}{2} x^2$$

$$M(x) = 18.98x - 5.46x^2$$

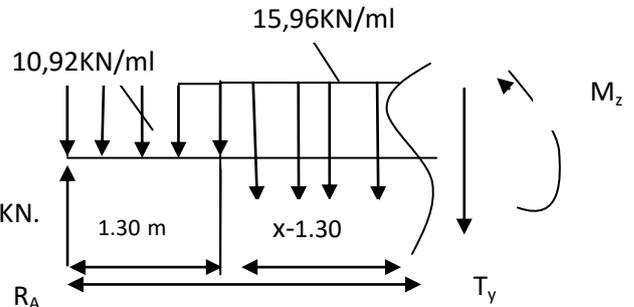
$$\begin{cases} X=0, m(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.30\text{m}, m(x=1.30) = 15.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 2^{eme} tronçon : $1.30\text{m} \leq x \leq 1.90$

$$T(x) = R_A - q_{u3}(1.30) - q_{ul}(x-1.30)$$

$$T(x=1.30) = 18.98 - (10.92 \times 1.30) = 4.79 \text{ KN.}$$

$$T(x=1.90) = 18.98 - (10.92 \times 1.30) - [15.96 (1.90 - 1.30)] = -4.79 \text{ KN.}$$



1- Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u3}(1.30) - q_{ul}(x-1.30) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow \frac{R_A - q_{u3} \cdot 1.30 + 1.30 \cdot q_{ul}}{q_{ul}} = 1.60\text{m}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow \frac{18.98 - 10.92 \cdot 1.30 + 1.30 \cdot 15.96}{15.96} = 1.60\text{m}$$

$$X = 1.60\text{m}, \quad x \in [1.30; 1.90]$$

$$M(x) = 0 \Rightarrow R_A x - q_{u3} \cdot 1.30x(x-0.65) - q_{ul} \left[\frac{(x-1.30)^2}{2}\right]$$

$$M(x) = 0 \Rightarrow 18.98x - (10.92 \cdot 1.30)(x-0.65) - 15.96 \left[\frac{(x-1.30)^2}{2}\right]$$

$$M(x=1.30) = (18.98 \cdot 1.30) - (10.92 \cdot 1.30)(1.30 - 0.65) = 15.44 \text{ KN.m}$$

$$M(x=1.90) = (18.98 \cdot 1.90) - (10.92 \cdot 1.30)(1.90 - 0.65) - 15.96 \left[\frac{(1.90 - 1.30)^2}{2}\right] = 14.44 \text{ KN.m}$$

- 3^{eme} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.30\text{m}$.

$$T(x) = -R_B + q_{u3}x$$

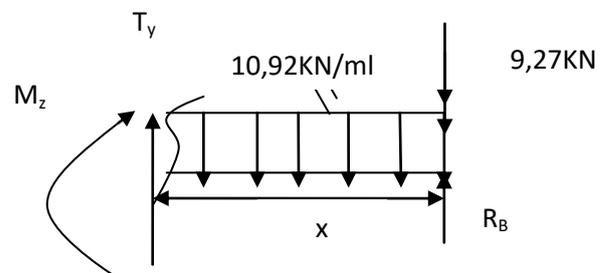
$$T(x) = -18.98 + 10.92x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} \Rightarrow T_y = -18.9 \text{ KN.} \\ x=1.30\text{m} \Rightarrow T_y = -18.98 + 10.92 \cdot 1.30 = -4.78 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x + q_{u3} \frac{x^2}{2} = 18.98x - \frac{10.92}{2} x^2$$

$$M(x) = 18.98x - 5.46x^2$$

$$\begin{cases} X=0, M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.30\text{m}, M(x=1.30) = 15.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$



1-Calcul du moment max :

On a : pour $x=1.60\text{ m}$; $T_y=0\text{ KN}$

$$M^{\max}(x=1.60) = (18.98 \cdot 1.60) - (10.92 \cdot 1.30)(1.60 - 0.65) - 15.96 \left[\frac{(1.60 - 1.30)^2}{2} \right]$$

$$M^{\max}(1.60) = 16.16\text{ KN.m}$$

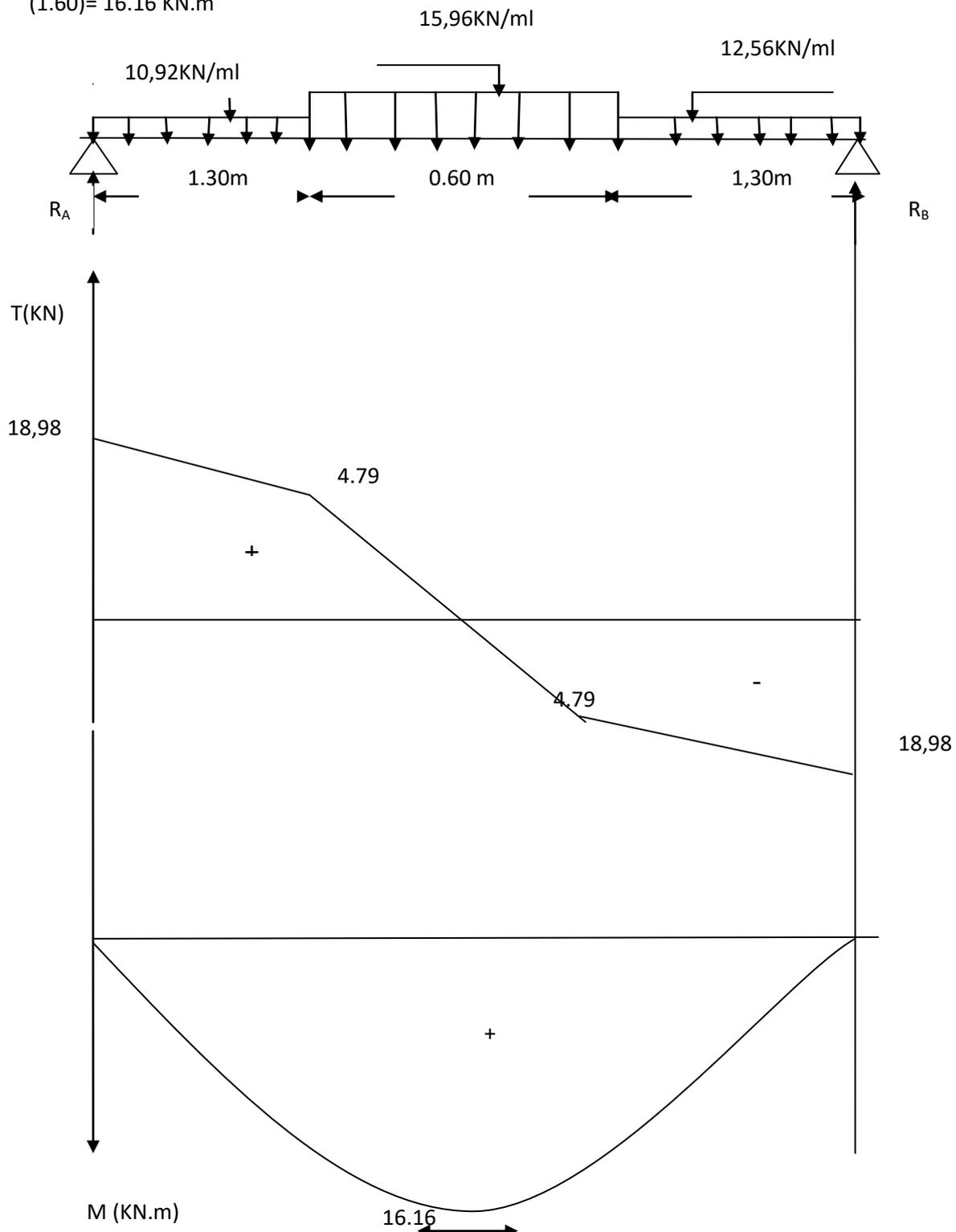


Figure. III.23: Diagramme des efforts et des moments à l'ELU

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M^{max} = -0.3 (61.16) = -4.84 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85M^{max} = 0.85 (16.16) = 13.73 \text{ KN.m}$

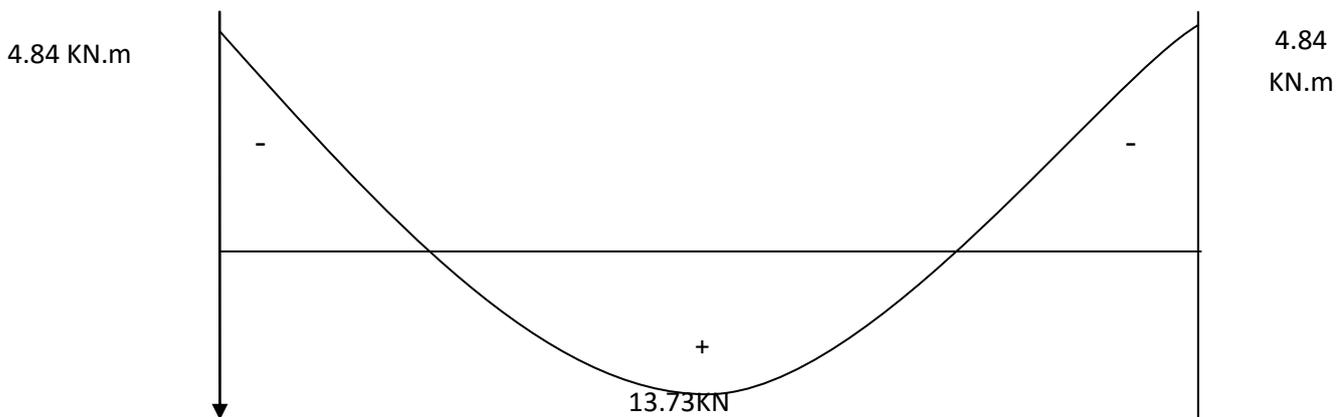


Figure. III.24 : Diagramme des moments à l'ELU

En tenant compte de l'encastrement partiel.

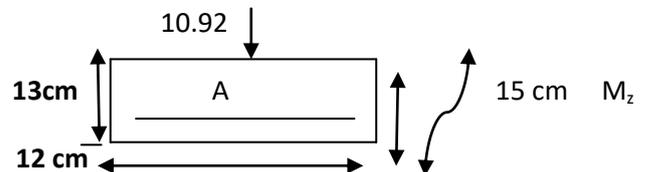
III.3.5.2 Calcul du ferrailage:

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B=100\text{cm}, c=2\text{cm}, d=15\text{cm}$

- Aux appuis :

$M_u = -4.73 \text{ KN.}100 \text{ cm}$



$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.84 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020$$

$\mu_b = 0,020 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0,990.$

$$A_{ul} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.84 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

$A_{cal} = 1.08 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA10 = 3,92 cm²** avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

a) Armatures de répartitions :

$$A_{rl} = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA10 = 2,01cm²** avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

-En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,73 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,057 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0,057 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.73 \times 10^3}{0,970 \times 13 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t =$ **5HA12= 5,65 cm²** avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA12 = 4,52cm²** avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

III .3.6 Vérification à l'ELU :

A-Espacement des armatures :

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

- **Armatures principales :** $\longrightarrow S_t < \min [3h ; 33\text{cm}]$

$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition vérifiée**

- **Armatures de répartition :** $\longrightarrow S_t < \min [4h ; 45\text{cm}]$

$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition vérifiée**

A-Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL 91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopé} \geq A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :** $A_{ad} = 5 \text{ HA10} = 3.92 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travée :** $A_{ad} = 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

B- Vérification au cisaillement : (Art A 5.1, 1 /BAE91).

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u .$$

Calcul de $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables $\overline{\tau_u} = 3.33$ Mpa

Calcul de τ_u^{Max} :

$V_{max} = 18.98$ KN.m

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{18.98 \times 10^3}{1000 \times 130}; \text{ Donc } \tau_u = 0.14 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ les armatures ne sont pas nécessaires \Rightarrow **Condition vérifiée**

C- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art.A.6.1,3/ BAEL 91) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9x dx \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$ avec $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A)

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 \times 3.15 \text{ Mpa}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$:somme des périmètres utiles

- **Aux appuis** : $\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7$ cm.

- **En travée** : $\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1.2 = 18,84$ cm.

$$\sum U_i = n\pi\phi = 10 \times 3,14 \times 1,4 = 43.96 \text{ cm.}$$

-**Aux appuis** : $\tau_{se} = \frac{18.98 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 15.7} = 1.30$ Mpa ; Donc $\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,33 \text{ MPa}$ pas de risque.

En travée : $\tau_{se} = \frac{18.98 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 18.84} = 0.86$ Mpa ; Donc $\tau_{se} = 0.86 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,33 \text{ MPa}$ d'entraînement des barres, condition vérifiée.

D- Longueur du scellement droit (Art.A.6.1,22/ BAEL 91) :

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

$$L_s = \frac{\alpha * f_e}{4 * \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 15^2 \times 2.1 \times 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\alpha * 400}{4 * 2.835} = 35.27 \alpha \text{ cm}$$

Pour $\alpha = 1.2$ cm $\Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32$ cm.

Pour $\alpha = 1$ cm $\Rightarrow L_s = 35.27 \times 1 = 35.27$ cm.

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm.}$$

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm.}$$

E- Influence de l'effort tranchant Sur le béton (Art A.5.1.313/ BAEL 91)

$$\sigma_{bs} = \frac{2v}{bx0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{2v}{bx0.9d} < \frac{2 \times 18.98 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 130} = 0.32 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{2v}{bx0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

F- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence Sur le béton :**

$$T_u \text{ max} \leq 0,4.b.a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u \text{ max} = 18.98 \text{ KN} < V_u$$

$$V_u = \frac{0.8f_{c28} \times A_{x\beta}}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 13 = 11.7 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 \times 10^3}{1.5} = 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_u = 18.98 \text{ KN} < V_u = 780 \text{ KN CV}$$

- **Influence Sur les aciers**

$$A = 2.01 \geq \frac{\gamma_s}{f_c} (T_u \text{ max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (18.98 + \frac{4.84 \times 10^2}{0,9 \times 13}) = 0.17 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7 Calcul a l'ELS :

III.3 .7.1 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELS :

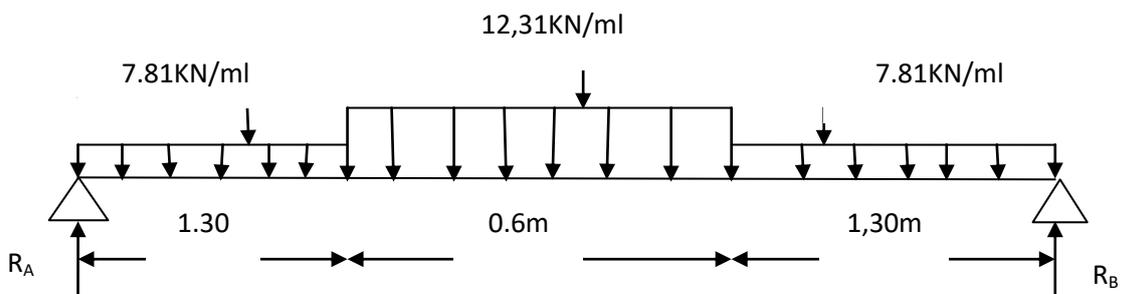


Figure. III.25 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow 1.30 q_{s3} + 0.6q_{s1} + 1.30q_{s3} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = (1.30 \times 7.81) + (0.6 \times 11.55) + (1.30 \times 7.81) = 27.24 \text{ KN/ml}$$

$$R_A + R_B = 27.23 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 1.30 \times \frac{1.30}{2} + q_{s1} \times 0.60 \times (1.30 + \frac{0.60}{2}) + q_{s3} \times 1.30 \times (0.65 + 0.6 + 1.30)$$

$$3.2 = (7.81 \times 1.30 \times 0.65) + [11.55 \times 0.6 \times (0.3 + 1.30)] + [7.81 \times 1.30 (0.65 + 0.6 + 1.30)]$$

$$\begin{cases} R_A = 27.24 - 13.61 = \mathbf{13.62 \text{ KN.}} \\ R_B = \frac{43.57}{3.2} = \mathbf{13.62 \text{ KN.}} \end{cases}$$

1. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

• 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30\text{m}$

$$T_x = R_A - q_{s3}(x).$$

$$T_x = 13.62 - 7.81(x).$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 13.62 \text{ KN.} \\ T(x=0,9\text{m}) \Rightarrow T_y = 13.62 - 7.81 \times 1.30 = 3.47 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 13,62 - \frac{7,81}{2} x^2$$

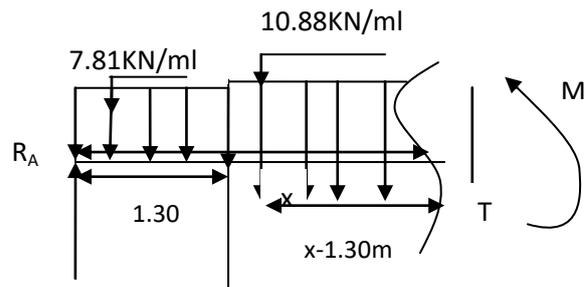
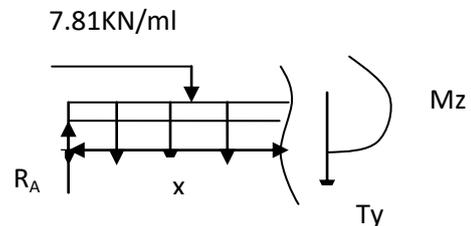
$$M(x) = 13.62x - 3.905x^2$$

$$\begin{cases} X=0, M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.30\text{m}, M(x=1.30) = 11.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• 2^{eme} tronçon : $1.30\text{m} \leq x \leq 1.90 \text{ m.}$

$$T_x = R_A - q_{s3}(1.30) - q_{s1}(x-1.30)$$

$$\begin{cases} T(x=1.30\text{m}) = 13.62 - (7.81 \times 1.30) = 3.46 \text{ KN.} \\ T(x=1.90\text{m}) = 13.62 - 7.81 \times 1.30 - 11.55(1.90 - 1.30) \\ = -3.46 \text{ KN.} \end{cases}$$



b) Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y=0$ et $M_z=\max$:

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s3}(1.30) - q_{s1}(x-1.30) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow \frac{R_A - q_{s3} \times 1.30 + 1.30 \times q_{s1}}{q_{ul}} = 1.60 \text{ m}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow \frac{13.62 - 7.81 \times 1.30 + 1.30 \times 11.55}{11.55} = 1.60 \text{ m}$$

$$X=1.60\text{m}, \quad x \in [1.30; 1.90]$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} 1.30 x (x - 0.65) - q_{sl} \left[\frac{(x - 1.30)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 13.62x - (7.81 * 1.30)(x - 0.65) - 11.55 \left[\frac{(x - 1.30)^2}{2} \right]$$

$$M(x=1.30) = (13.62 * 1.30) - (7.81 * 1.30)(1.30 - 0.65) = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$M(x=1.90) = (13.62 * 1.90) - (7.81 * 1.30)(1.90 - 0.65) - 11.55 \left[\frac{(1.90 - 1.30)^2}{2} \right] = 11.10 \text{ KN.m}$$

- 3^{eme} tronçon $0m \leq x \leq 1,30m$:

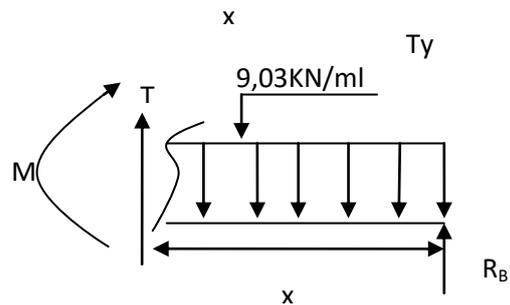
$$T_x = R_B - q_{s3} (x).$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = -13.62 \text{ KN} \\ T(x=1.30) = -13.62 + (7.81 * 1.30) = -13.62 + 10.15 = -3.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 13.62x - \frac{7.81}{2} x^2$$

$$M(x) = 13.62x - 3.0905x^2$$

$$\begin{cases} x=0, M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=1,30m \Rightarrow M(x=1.30) = 11.10 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



- Calcul du moment max :

On a pour: $x=1.60 \text{ m } T_y=0 \text{ KN}$

$$M^{\max}(x=1.60) = (13.62 * 1.60) - (7.81 * 1.30)(1.60 - 0.65) - 11.55 \left[\frac{(1.60 - 1.30)^2}{2} \right]$$

$$M^{\max}(1.60) = 11.62 \text{ KN.m.}$$

A-Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients -0.3 et 0.85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KN.m]
Moment aux appuis [m_a]	$(-0.3) \times 11.62$	-3.48
Moment en travée [m_t]	$(0.85) \times 11.62$	9.88

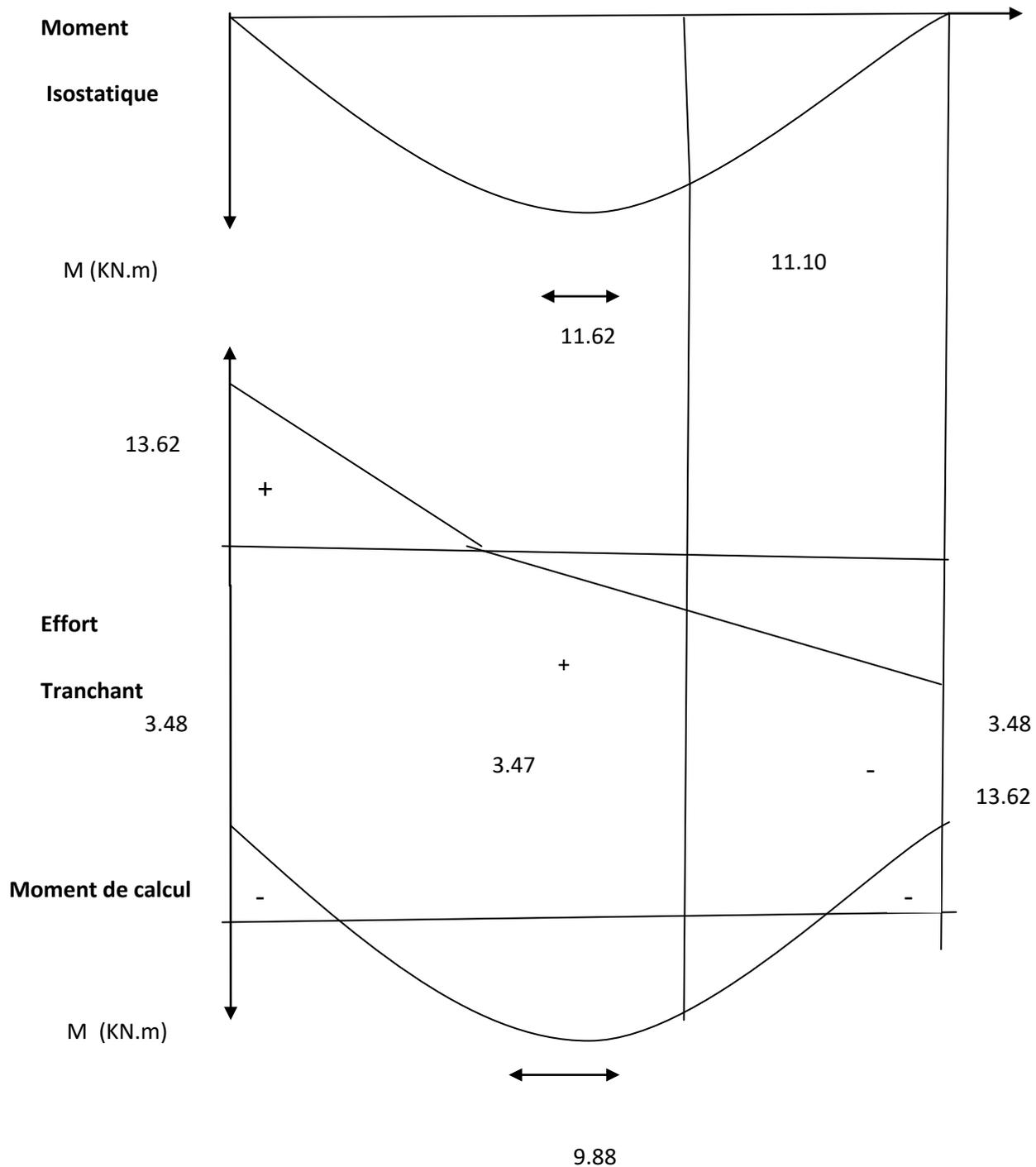


Figure. III.26: Diagramme des efforts et des moments à l'ELS

III.3.7.2 Vérification a l'ELS :

a) **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable on doit vérifier.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,154.$$

$$\rho_1 = 0,154 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 62.43, K = \frac{I}{62.43} = 0.016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{A \cdot d \cdot \beta_1} = \frac{3.40 \times 10^3}{2.01 \times 13 \times 0.935} = 139.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.016 \times 139.16 = 2.226 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho_1 = 0,434 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,899 \Rightarrow K_1 = 34.75, K = \frac{I}{34.75} = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{A \cdot d \cdot \beta_1} = \frac{9.63 \times 10^3}{5.65 \times 13 \times 0.899} = 145,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,028 \times 145,83 = 4,08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisible, donc aucune vérification nécessaire.

III .3.8 Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{15}{320} = 0,0468 \leq 0,0625$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}, \quad A_t \leq A_t \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{q_s \cdot L^2}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

$$q_s = \max(q_s; q_s^2) = \max(7.81; 10.88) = 10.83 \text{ KN/ml}$$

E_0 : 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

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

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

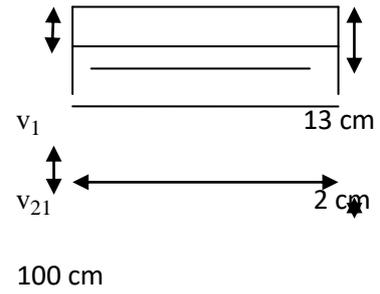
$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \cdot 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,65) = 1584,75 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79 \quad ; \quad v_2 = h - v_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}.$$



Donc le moment d'inertie de la section homogène:

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

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7,79)^3 + (7,21)^3 + 15 \times 5,65 \times (7,21 - 2)^2] = 30551,61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{11,55 \times 10^3 (3,20)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 30551,61 \times 10^{-8}} = 0,0047 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm} \geq f = 0,47 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

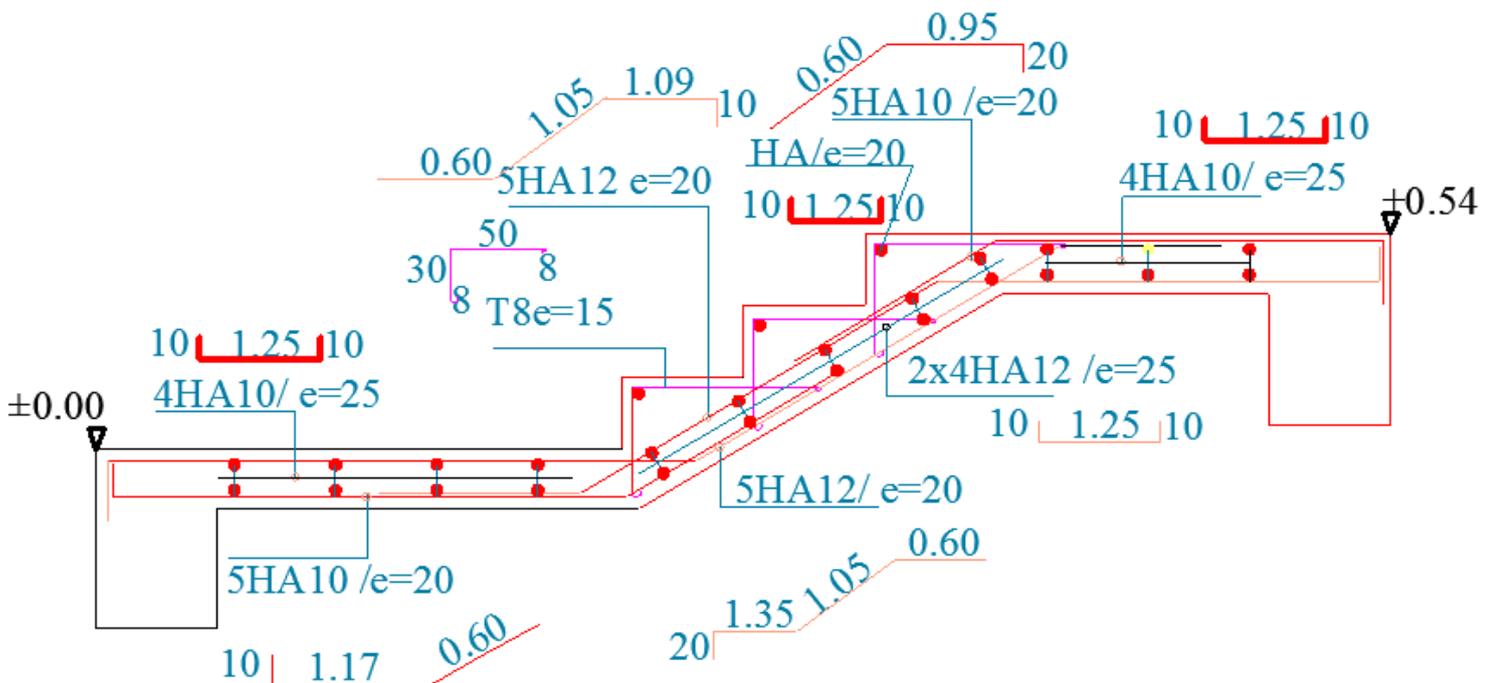


Figure. III.27: ferrailage des escaliers

III.4 Salle machine :

III.4.1 Introduction :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(2 \times 1.87) = 3.74 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés,

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 6 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

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

III.4.2 pré dimensionnement :

➤ **Epaisseur de la dalle :**

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.83}{1.87} = 0,97 \Rightarrow 1 > \rho > 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} \rightarrow h_t \geq \frac{183}{30} = 6.1 \text{ cm}$$

Le **RPA 2003** exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$

$$U = U_0 + 2.e + h_0$$

$$V = V_0 + 2.e + h_0$$

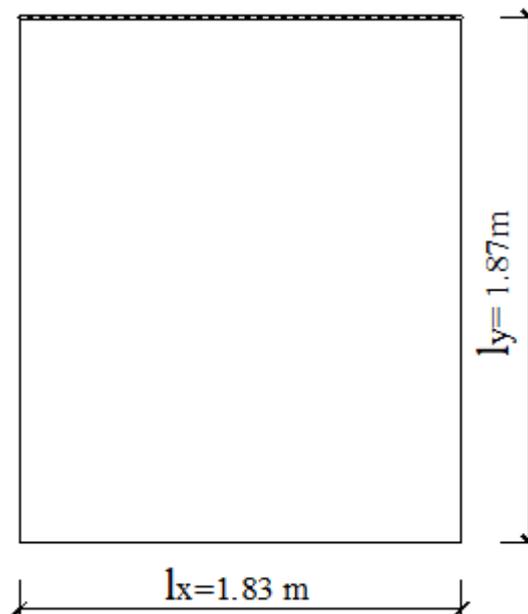


Figure. III.28 : Dimensions du panneau de dalle.

Avec :

h_0 : hauteur de la dalle

$U_0 = V_0 = 80$ cm (U_0 , V_0 : zone dans laquelle q est concentrée)

$e = 5$ cm (revêtement)

$$V = V_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0 \quad U = U_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

- $U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$ cm
- $V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$ cm.

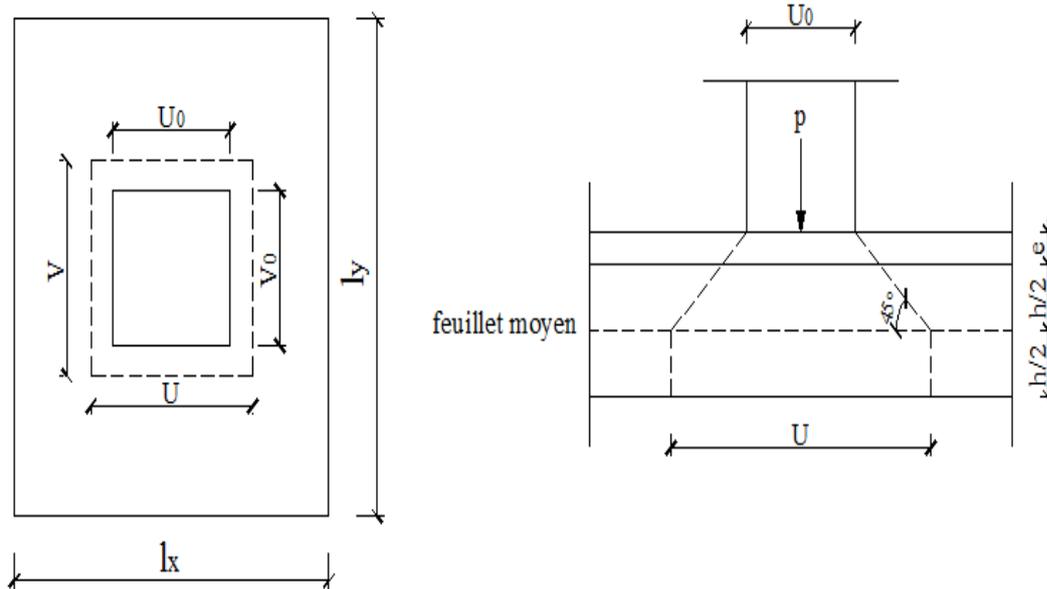


Figure. III.29: schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

III.4.3 Calcul des moments :

III.4.3.1 Moments dus a la charge localisée :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2) \quad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

$$M_y = P(\nu M_1 + M_2)$$

➤ **Etat limite ultime (ELU) $\nu = 0$:**

$$P = 1.35 \times 60 = 81 \text{ KN.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{80}{183} = 0.4 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{80}{187} = 0.4$$

Après interpolation : $M_1 = 0.130$, $M_2 = 0.033$

$$M_{x1} = P \times M_1 = 81 \times 0.130 = 10.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P \times M_2 = 81 \times 0.033 = 2.673 \text{ KN.m}$$

III.4.2.2 Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

➤ **Etat limite ultime (ELU) $v = 0$:**

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{4.85 \text{ KN/ml.}}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = \mathbf{8.04 \text{ KN/ml.}}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.83}{1.87} = 0,97$$

$\rho = 0.97$ d'après le tableau:

$$\mu_x = 0.0393 \quad ; \quad \mu_y = 0.934$$

$$M_{x2} = 0.0393 \times 8.04 \times 2^2 = 1.263 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.934 \times 1.263 = 1.179 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments:**

- **ELU**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.53 + 1.263 = 11.793 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.673 + 1.179 = 3.852 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en affectant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

- **En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.793 = 10.024 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.852 = 3.274 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 11.793 = -3.537 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 3.852 = -1.155 \text{ KN.m}$$

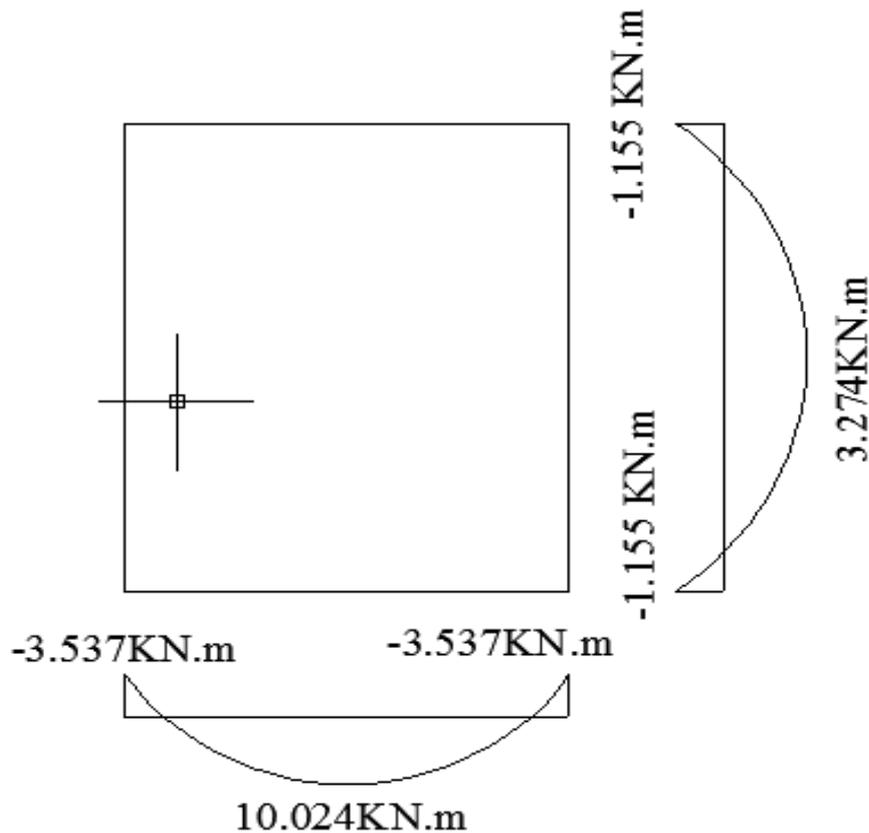


Figure. III.30: diagramme des moments a l'ELU

III.4.3 Détermination de la section d'armature :

III.4.3.1 Armatures // à X-X :

- En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$b=100 \text{ cm}$;

$$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.024 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0,049$ Après interpolation : $\beta = 0,9745$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.024 \times 10^3}{0,9745 \times 12 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA8 $\Rightarrow A_t = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.537 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0,017$ Après interpolation : $\beta = 0,9915$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.537 \times 10^3}{0,9915 \times 12 \times 348} = 0.854 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.3.2 Armatures // à Y-Y :

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.274 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.274 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0.790 \text{ cm}^2.$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.155 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_b = 0,005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9975$

$$A_a = \frac{1.155 \times 10^3}{0,9975 \times 12 \times 348} = 0,277 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4 Vérification à L'E.L.U :**III.4.4.1 Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]****➤ Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : taux Minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,97) / 2 = 0,00081$$

$$A_{\min} = 0,00081 \times (15 \times 100) = 1,215 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,215 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

III.4.4.2 Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

III.4.4.3 Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau Feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 60 = 81 \text{ KN}$$

$Q_u = 81 \text{ KN} < Q = 450 \text{ KN}$ \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales sont inutiles

III.4.4.4 Vérification de la contrainte tangentielle :

on doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 60 = 81 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{81}{2 \times 1,05 + 1,05} = 25,71 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3.U} = \frac{81}{3 \times 1,05} = 25,71 \text{ KN.}$$

$$\text{NB : } T_{u \max} = 25,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{25,71 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,214 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.5 Calcul à L'E.L.S :

III.4.5.1 Moments dus a la charge localisée :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P (M_1 + vM_2) \quad v : \text{coefficient de poisson}$$

$$M_y = P(vM_1 + M_2)$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) $v = 0.2$:**

$$P = 60 \text{ KN.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{80}{183} = 0,4 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{80}{187} = 0,4$$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0,130, \quad M_2 = 0,033$$

$$M_{x1} = P (M_1 + vM_2) = 60 \times (0,130 + 0,2 \times 0,033) = 8,196 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P(vM_1 + M_2) = 60 \times (0,2 \times 0,130 + 0,033) = 3,54 \text{ KN.m}$$

III.4.5.2 Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) $v = 0.2$:**

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$.

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

$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.83}{1.87} = 0,97$$

$$\mu_x = 0.0467 \quad ; \quad \mu_y = 0.954$$

$$M_{x2} = 0.0467 \times 5.85 \times 2^2 = 1.093 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.954 \times 1.093 = 1.043 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments:**

• **ELS**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.196 + 1.093 = 9.289 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.54 + 1.043 = 4.583 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en affectant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

➤ **En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.289 = 7.895 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.583 = 3.895 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9.289 = -2.786 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 4.583 = -1.375 \text{ KN.m}$$

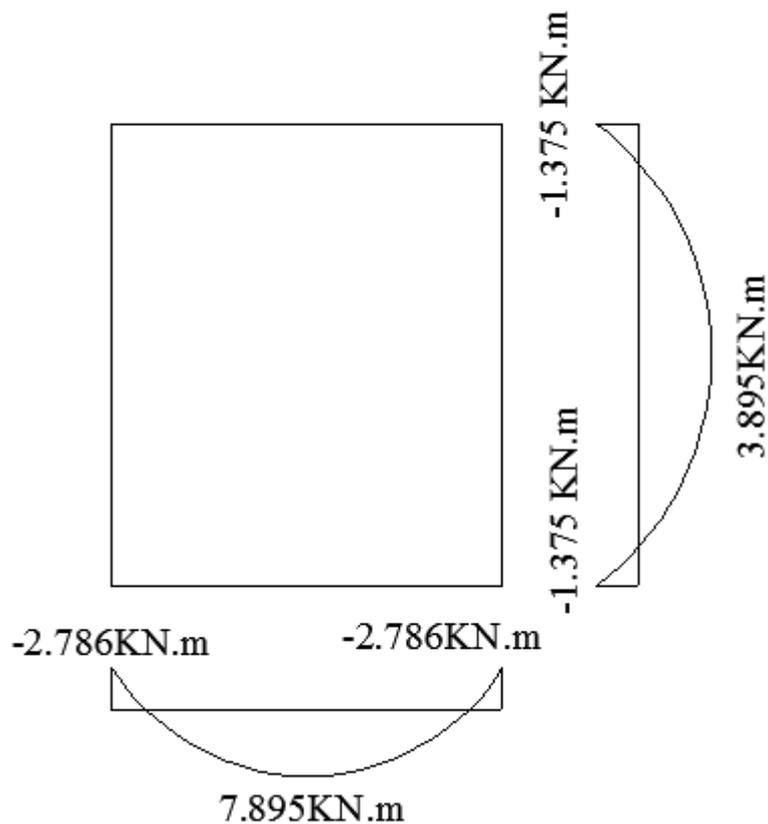


Figure. III.31: diagramme des moments à l'ELS

III.4.5.3 Contrainte de compression dans le béton :

- Sens x-x:
- Aux appuis :

On a $M_a = 1.375 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0,168 \text{ Apres interpolation} \longrightarrow K = 60.2 \text{ et } \beta_1 = 0,9335$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.375 \times 10^6}{0,9335 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 61,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{61.8}{60.2} = 1.01 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 3.895 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0,209 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 53.03 \text{ et } \beta_1 = 0,9265$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{3.895 \times 10^6}{0,9265 \times 120 \times 2.51 \times 10^2} = 139.57 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139.57}{53.03} = 2.63 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens v-v:**

- **Aux appuis :**

$$\text{On a } M_a = 2.786 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0,168 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 60.2 \quad \text{et } \beta_1 = 0,9335$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.786 \times 10^6}{0,9335 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 123.73 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{123.73}{60.2} = 2.05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$M_t = 7.895 \text{ KN.m.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0,168 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 60.2 \text{ et } \beta_1 = 0,9335$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.895 \times 10^6}{0,9335 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 350.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{350.63}{60.2} = 5.82 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5.4 Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.

- M_{tx} : Moment en travé de la dalle continue dans la direction ℓ_x

- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

- d : La hauteur utile de la bande.

- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{\ell_x} &= \frac{0.15}{1.83} = 0,082 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_x} &= \frac{3.895}{20 \times (4.645)} = 0,042. \end{aligned} \right\} \frac{h}{\ell_x} = 0,082 > 0,042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 12} = 0,002$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0,002 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

➤ CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- **En travées :**

5HA8 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

4HA8 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA8 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

4HA8 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

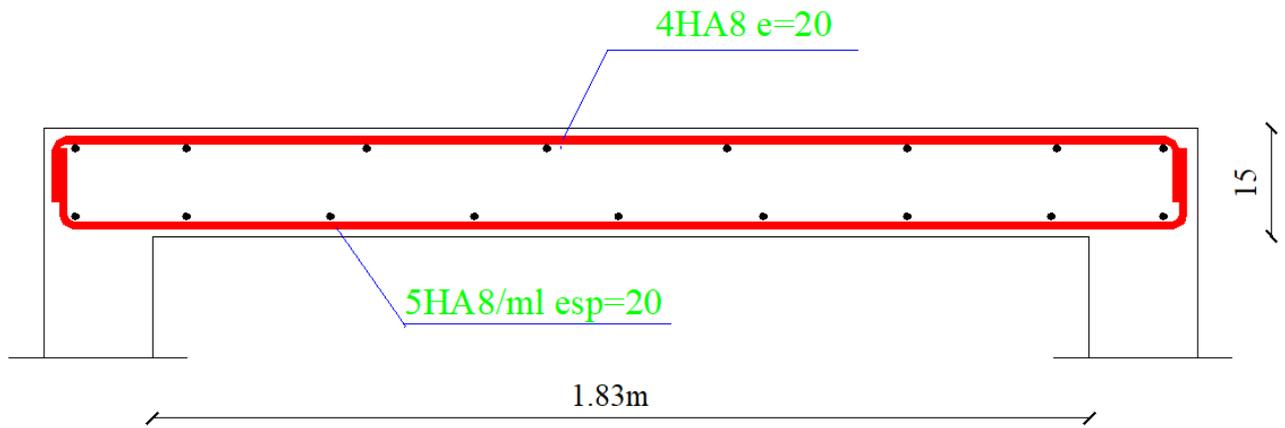


Figure. III.32: Schéma de ferrailage sens xx'

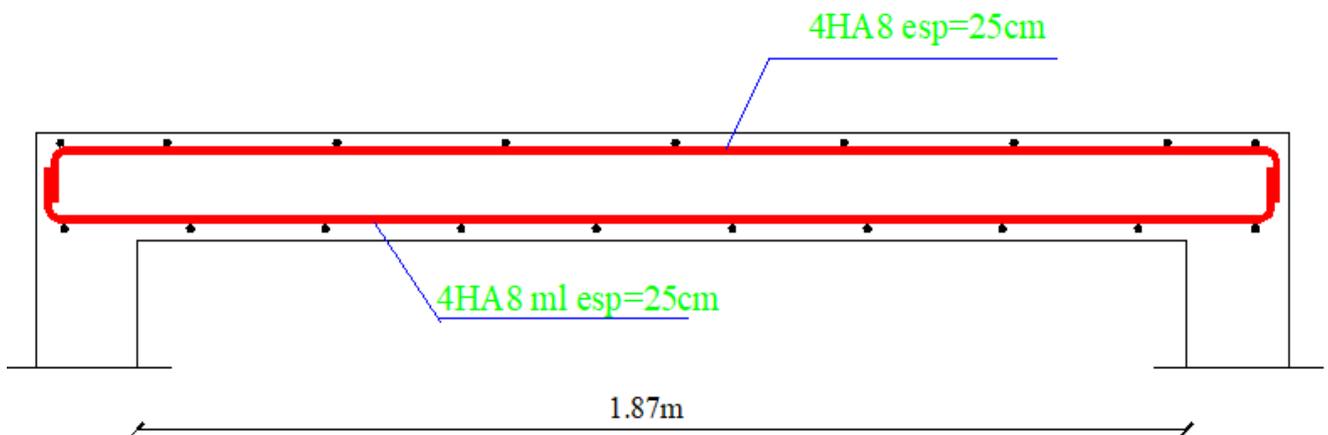


Figure. III.33: Schéma de ferrailage sens yy'

III .5 Dalle pleine :

Ce sont des plaques minces qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. ce type d'élément travail essentiellement en flexion ; l'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon sa portée, ainsi que les conditions suivantes :

- a- La résistance au feu ;
- b - La résistance à la flexion ;
- c- L'isolation acoustique.

a) Résistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu ;

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu ;

On opte pour une épaisseur $e = 15$ cm.

b) Isolation acoustique :

Selon les règles techniques (C.B.A.93) en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On opte pour une épaisseur $e = 15$ cm.

c) Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle est donnée en fonction du nombre d'appuis sur lesquels repose celle-ci ; pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$L_x = 3.65$ m ; Petit côté du panneau de dalle ;

$L_y = 4.50$ m ; Grand côté de panneau de dalle.

On a donc : $7.30 \text{ cm} \leq e \leq 9.125 \text{ cm}$

D'où : $e = \max [15 ; 15 ; 9.125] \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

III .5 .1 Détermination des charges et des surcharges :

- **Charges permanentes:**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Mur intérieur	/	/	1.30
Total				6.25

Tableau III.5.1 : Poids des différents éléments constituant la dalle pleine

Poids propre revenant a la dalle pleine : $G = 6.25 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 6.25 \text{ KN/ml}$.

- **Surcharge d'exploitation :** (données par le DTR)

Surcharge revenant a la dalle pleine : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

III .5 .2 Les combinaisons de charges :

- **Les charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.25 + 1,5 \times 3,5$$

$$q_u = 13.68 \text{ KN / ml}$$

- **Les charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 6.25 + 3.5 = 9.75 \text{ KN / ml}$$

III .5 .3 Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

- ❖ **1er Cas :** $\rho < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- ❖ **2eme 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.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

III .5 .4 pré dimensionnement du panneau le plus sollicité :

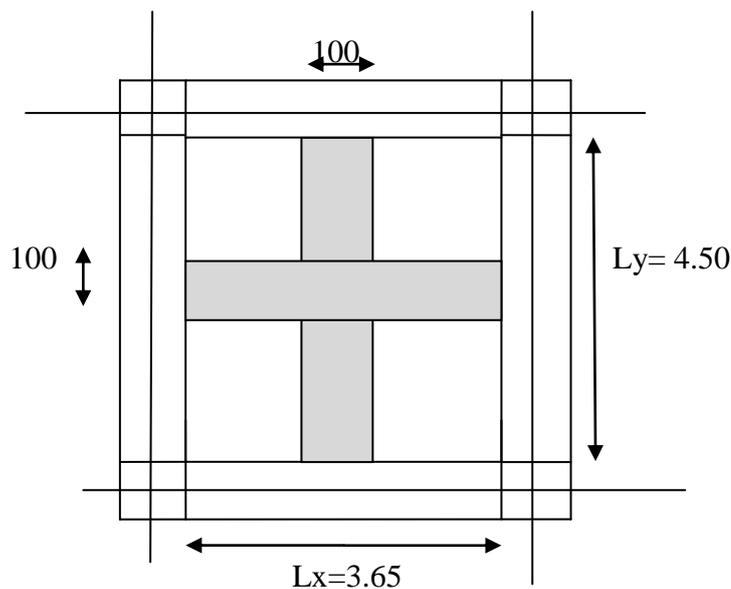


Figure. III.34 : Dimensions du panneau de dalle.

$$\nu = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.65}{4.50} = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0553 \\ \mu_y = 0,613 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

III .5 .5 Calcul des armatures à l'ELU :

III .5 .5.1 Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0553 \times 13,68 \times 3,65^2 = 10,08 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,613 \times 10,08 = 6,18 \text{ KNm}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrements 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) en

travées.

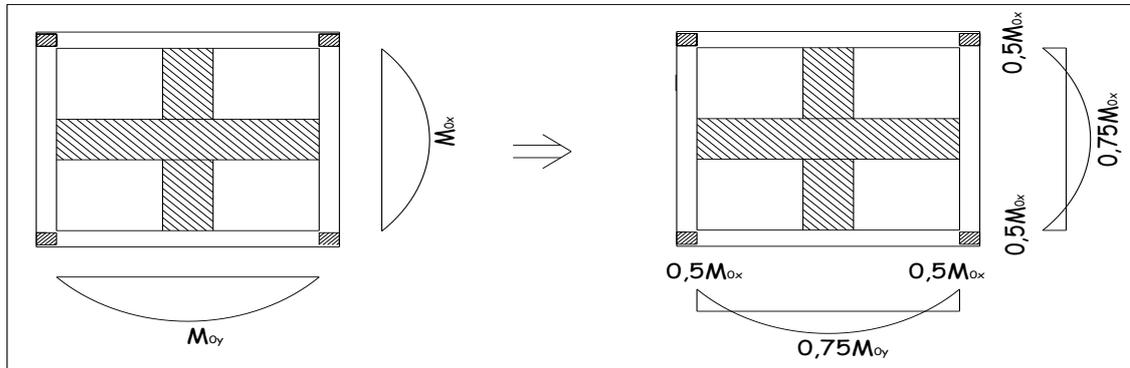


Figure. III.35: Moments isostatiques et moments après prise en compte de la continuité du panneau.

- **En travée**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 10.08 = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 6.18 = 4.64 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 10.08 = -5.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 6.18 = -3.09 \text{ KN.m}$$

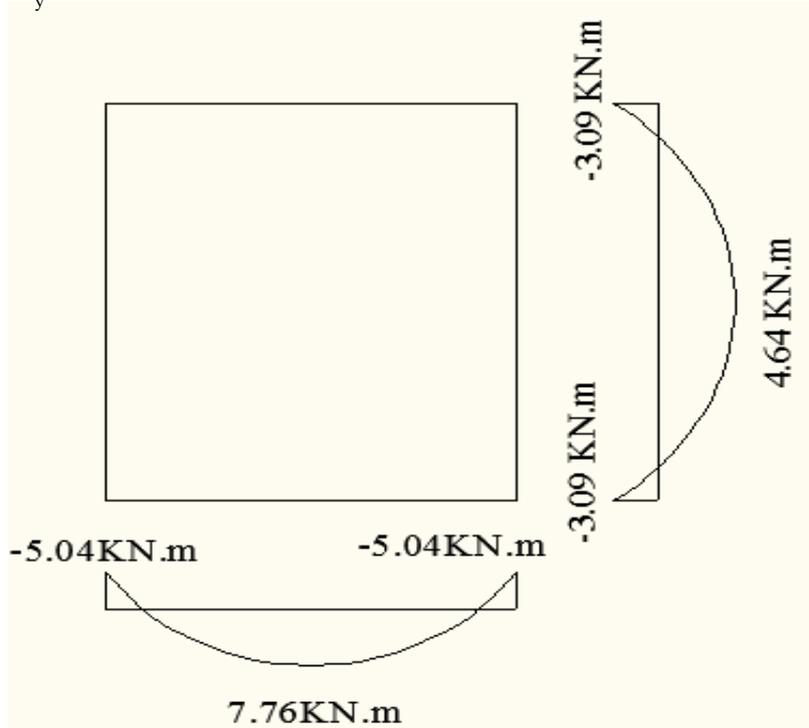


Figure. III.36 : diagramme des moments a l'ELU

III .5 .5.2 Détermination de la section d'armature :**➤ Armatures // à X-X :****• En travée :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$$b=100 \text{ cm ; } \left\{ \begin{array}{l} d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.56 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,036 \text{ Tableau } \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.56 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2 .$$

Soit 5 HA8 $\Rightarrow A_t = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.04 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,024 \text{ Tableau } \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.04 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures // à Y-Y :**• En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.64 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,022 \text{ Tableau } \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.64 \times 10^3}{0,989 \times 12 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2 .$$

Soit 5 HA8 $\Rightarrow A_t = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.09 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,015 \quad \text{Après interpolation} \longrightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_a = \frac{3.09 \times 10^3}{0,9925 \times 12 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III .5 .6 Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité :

a.1. Armatures parallèles à Lx :

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

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.

W_0 : Taux d'aciers minimal.

$W_0 = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA de nuance feE400.

$$\omega_x = 0,0008 \times (3 - 0,81) / 2 = 0,00088$$

$$A_{\min} = 0,00088 \times (15 \times 100) = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a.2. Armatures parallèles à Ly

$$W_y = \frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq W_0$$

$$A_{\min} = b \times d \times W_0 = 100 \times 15 \times 0,0008 = 1,2 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

b- Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Direction la plus sollicitée: $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

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)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{13.68 \times 3.65}{2} = 24.96 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{24.96 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III .5 .7 Calcul des moments à l'ELS :**III .5.7.1 Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0553 \times 9.75 \times 3.65^2 = 7.18 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.613 \times 7.18 = 4.40 \text{ KNm}$$

- **En travée**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 7.18 = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 7.18 = -3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 4.40 = -2.2 \text{ KN.m}$$

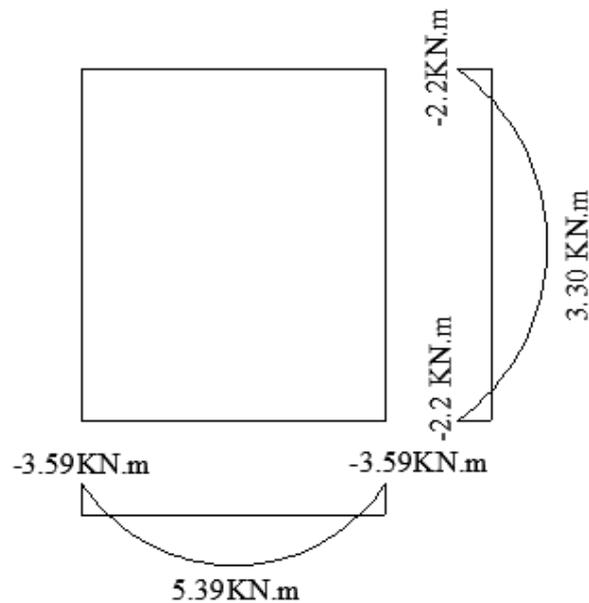


Figure. III.37 : diagramme des moments à l'ELS.

III .5 .7.2 Contrainte de compression dans le béton :

➤ Sens x-x :

• Aux appuis :

On a $M_a = 3.59 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0,168 \quad \text{Après interpolation} \longrightarrow K_1 = 60.2 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,9335$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.59 \times 10^6}{0,9335 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 159.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{159.44}{60.2} = 2.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$M_t = 7.18 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 12} = 0,209 \quad \text{Après interpolation} \longrightarrow K_1 = 53.03 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,9265$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.18 \times 10^6}{0,9265 \times 120 \times 2.51 \times 10^2} = 257.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{257.29}{53.03} = 4.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

• **Aux appuis :**

On a $M_a = 2.2 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100x A_a}{bd} = \frac{100x 2.01}{100x 12} = 0,168 \text{ Apres interpolation} \longrightarrow K=60.2 \text{ et } \beta_1 = 0,9335$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.2x 10^6}{0,9335x 120x 2.01x 10^2} = 97.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{97.71}{60.2} = 1.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$M_t = 3.30 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100x A_t}{bd} = \frac{100x 2.51}{100x 12} = 0,209 \text{ Apres interpolation} \longrightarrow k_1 = 53.03 \text{ et } \beta_1 = 0,9265$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{3.30x 10^6}{0,9265x 120x 2.51x 10^2} = 118.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{118.25}{53.03} = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III .5 .8 Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{20}{365} = 0.0547 \leq 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} = 0.1 \Rightarrow \frac{20}{365} = 0.0547 \leq 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.51}{100x 12} = 0,002 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

•

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

E_0 : 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

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

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

S_{xx} : moment statique de la section homogène.

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

$$S_{xx} = \frac{100 \cdot 15^2}{2} + (15 \times 2.51 \times 12) = 11701.8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 2.51) = 1537.65 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = \frac{11701.8}{1537.65} = 7.61 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = h - v_1 = 15 - 7.61 = 7.39 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène:

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

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7.61)^3 + (7.39)^3] + 15 \times 2.51 (7.39 - 3)^2 = 28868.7 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{9.75 \times 10^3 (3.65)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 28868.7 \times 10^{-8}} = 0.007 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm} \geq f = 0.7 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f} \Rightarrow$ condition vérifiée .

➤ **Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle pleine comme suit :

• **En travées :**

5HA8 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

5HA8 (sens y-y) , $S_t=20\text{cm}$

• **En appuis :**

4HA8 (sens x-x) , $S_t=25\text{cm}$

4HA8 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

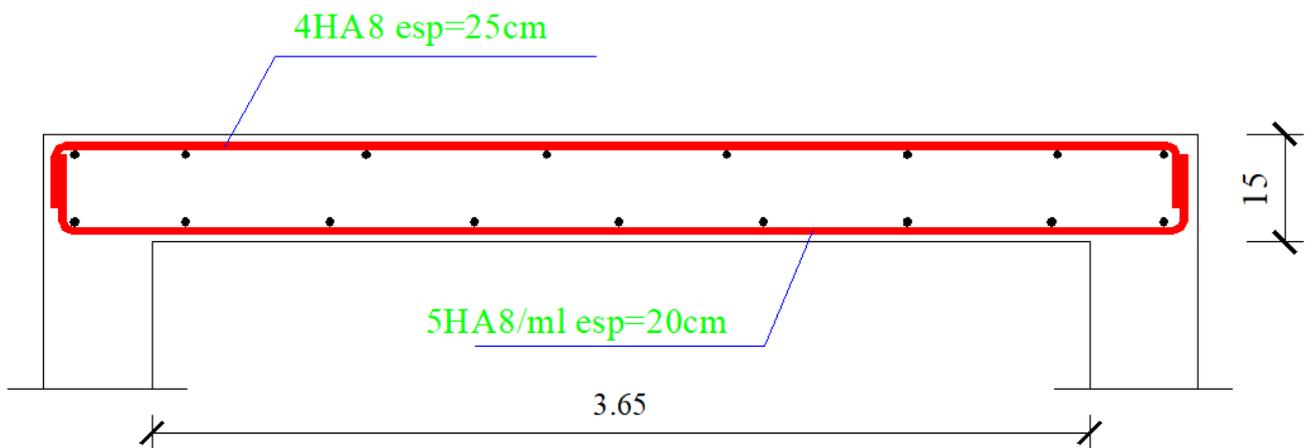


Figure. III.38 : Schéma de ferrailage sens xx'

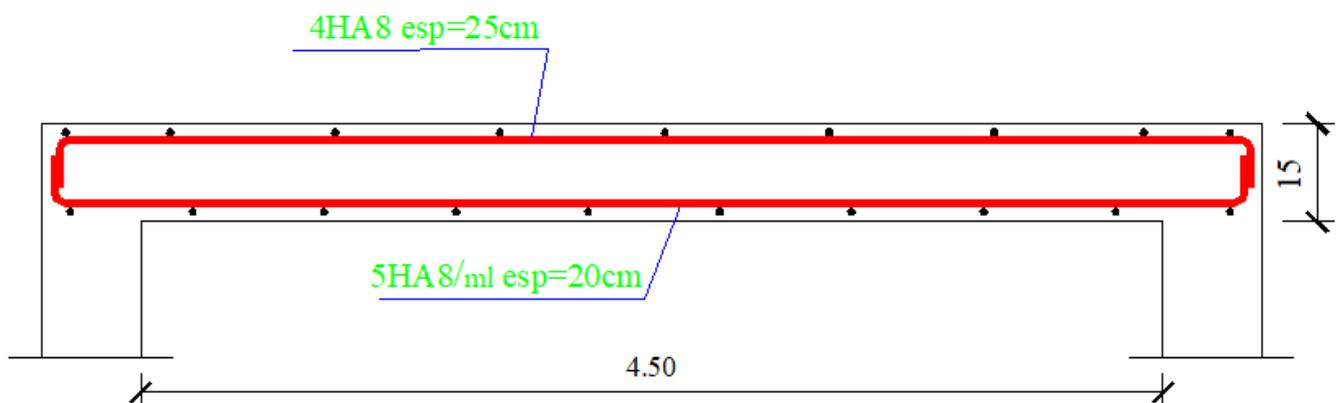


Figure. III.39 : Schéma de ferrailage sens yy'

Chapitre IV :

modélisation et vérifications selon les exigences du RPA



IV Modélisation de la structure :

IV.1 Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand nous considérons une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliqué voire impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

IV.2 Description du logiciel ETABS: (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grace au logiciel 'ETABS', nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration.....

IV.3 Etapes de modélisation:

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7

dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, ...)
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003 ;

6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il est important d'avoir tous les documents relatifs à cette structure, nécessaires à la modélisation.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant:

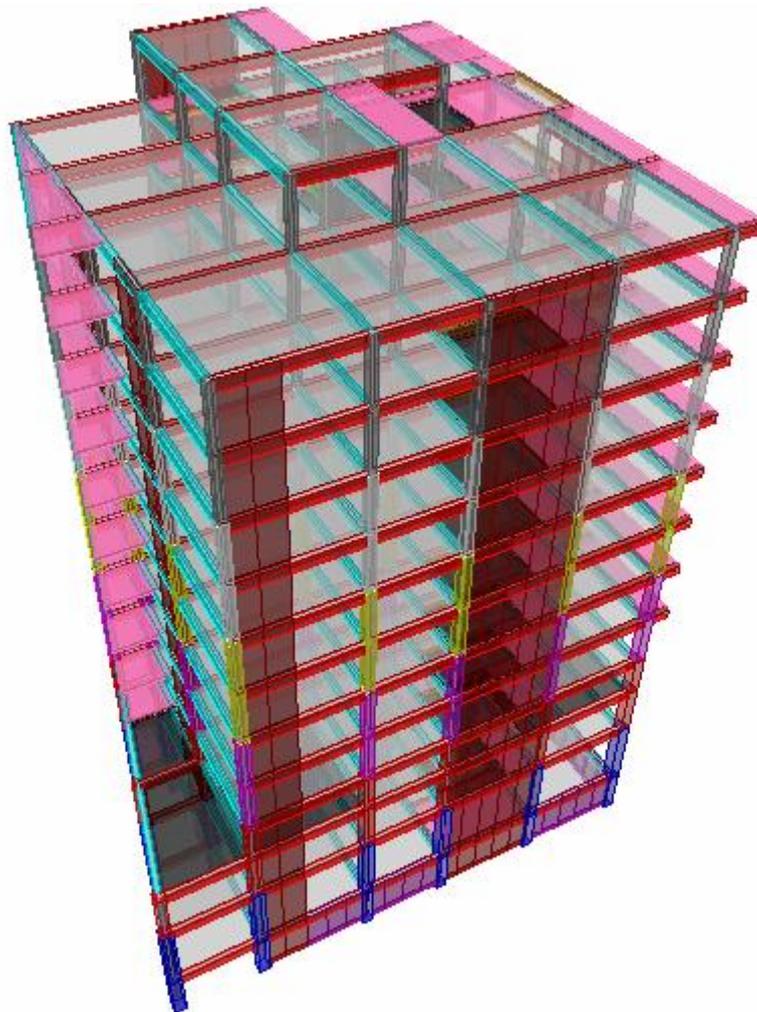


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure

IV.3 Choix de la méthode :

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente.
- ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

IV.3.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

- Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$\boxed{V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W} \quad \Rightarrow \quad \text{(article 4.2.3 du RPA)}$$

- *Détermination des paramètres :*

Pour faire le calcul il faut déterminer ces coefficients :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 1B} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.20$$

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

- Selon z :

Vtotal :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,1814	16
End Point	27,7123	16

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,2654	16,2918	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-3,095E-11	5,639E-11	30671,2136	2,878E-11	-5,323E-11	-29782,76
Moment	-20840,529	26732,1462	1,515E-10	21131,612	-25749,06	-1,231E-10

Close Refresh

Vportiques :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,1814	16
End Point	27,7123	16

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,2654	16,2918	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-6,7253	-43,8313	22171,0334	6,7253	43,8313	-21654,658
Moment	-15485,971	13445,6683	-85,4598	15602,8982	-13161,36	85,4598

Close Refresh

$$R(\%) = \frac{V_P}{V_T} = \frac{21654,658}{29782,76} = 0,72$$

- Selon xx :

Vtotal :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,1586	1
End Point	26,3593	1

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,1003	1,2584	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4468,2631	135,8094	3,778E-07	4794,14	144,7801	110,3611
Moment	1471,5928	115702,261	76315,091	1659,6348	113100,965	84505,53

Close Refresh

Vportiques :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,1586	1
End Point	26,3593	1

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,1003	1,2584	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3442,6916	761,8385	960,0414	3442,6916	761,8385	984,5525
Moment	26807,815	62420,631	97849,643	27475,8657	62431,771	97849,643

Close Refresh

$$R(\%) = \frac{V_P}{V_T} = \frac{3442,6916}{4794,14} = 0,72$$

Selon x le calcul de pourcentage des portiques est de 72 %, donc le pourcentage des voiles est de 28% > 25% \implies donc la structure est contreventée par voiles porteurs.

- Selon yy :

Vtotal :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,6603	5
End Point	35,224	5

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	16,2818	4,8288	0,	359,8863

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	203,4432	4392,5624	1,6441	130,4267	4426,6536	0,7203
Moment	115105,889	1603,2661	28937,9118	115198,216	1416,4329	30132,8874

Close Refresh

Vportiques :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,6603	5
End Point	35,224	5

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	16,2818	4,8288	0,	359,8863

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	95,7877	688,6184	723,248	95,7877	688,6184	723,248
Moment	98087,231	14356,3929	3587,1414	98087,231	14356,3929	3587,1414

Close Refresh

$$R(\%) = \frac{V_p}{V_T} = \frac{95,7877}{130,4267} = 0,72$$

Selon le calcul des pourcentages des portiques dans les deux sens 72 %, le pourcentage des voiles est de 28% > 25% ⇒ selon le RPA la structure est contreventée par voiles porteurs.

$$\Rightarrow R = 3,5$$

➤ **Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ (4.4 du RPA)

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité 'q' est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)

- **Conditions minimales sur les files du contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Condition vérifiée dans les deux sens (X-X et Y-Y)

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant d'espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : condition vérifiée

Suivant Y-Y : condition vérifiée

- **Régularité en plan :**

la structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a).

- **Régularité en élévation :**

la structure est classée régulière en élévation (cf 3.5 1b).

• **Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution:**

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

❖ **Sens X-X :**

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \Rightarrow \quad Q = 1,10$$

❖ **Sens Y-Y :**

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \Rightarrow \quad Q = 1,05$$

➤ **D :** Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA})$$

T_2 : est la période caractéristique, associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA.

$$T_2 = 0,4s \text{ (site ferme).}$$

a) Période empirique :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,05 \times 39,95^{3/4} = 0,79 \text{ s}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,79 \text{ s (T empirique d'après le RPA)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.....(Tableau4.3 RPA99V2003).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

On prend : $\xi = \frac{10+7}{2} = 8,5 \%$.

b) Période fondamentale :

$$T = 0,99 \text{ s (T : période fondamentale donné d'après la modélisation)}$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} < T = 0,99 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,816 \geq 0,7 \quad \text{condition vérifiée}$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$D = 2,5 \cdot 0,816 \cdot (0,4/0,99)^{2/3} = 1,11$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \quad W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.20 \\ R = 3.5 \\ Q_x = 1.1 \\ D_x = D_y = 1.29 \\ W_T = 58008,3 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q_x}{R} \cdot W_T = \frac{0,20 \cdot 1,10 \cdot 1,11}{3,5} \cdot 58\ 008,3 = 4\ 047,32 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q_y}{R} \cdot W_T = \frac{0,20 \cdot 1,11 \cdot 1,05}{3,5} \cdot 58\ 008,3 = 3\ 863,35 \text{ KN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$E_x = 4\ 442,08 \text{ KN}$$

$$E_y = 4\ 291,73 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{x \text{ dyn}} = 4\ 442,08 \text{ kN} > 80\% \quad V_x = 3\ 237,85 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

$$V_{y \text{ dyn}} = 4\ 291,73 \text{ kN} > 80\% \quad V_y = 3\ 090,68 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Donc : l'effort tranchant à la base est vérifié.

- **Définition du spectre de réponse :**

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé au futur.

- **caractéristiques du spectre de réponse :**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

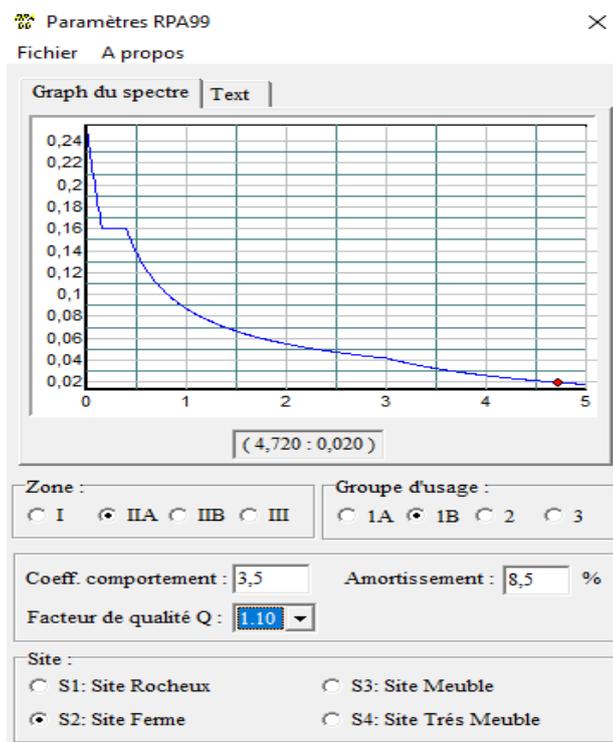


Figure .IV.2 : Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

Remarque :

La contrainte de sol qui nous a été transmise par le bureau d'étude est évaluée à 5 bars.

IV.3.2 Vérification de la participation de la masse modale : (Art 4.3.4 RPA99 Ver 2003).

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ;

T_k: la période du mode K.

Dans notre cas N= 13niveaux $K \geq 3\sqrt{13} = 11 \implies K= 11$ modes

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,998169	65,4611	0,0312	0,0054	65,4611	0,0312	0,0054
2	0,9765	0,032	59,4723	2,8548	65,4931	59,5035	2,8602
3	0,691888	0,003	2,8331	59,3658	65,496	62,3367	62,226
4	0,303507	13,5481	0,0685	0,0135	79,0441	62,4052	62,2395
5	0,25372	0,0997	15,1675	0,9081	79,1438	77,5727	63,1476
6	0,188227	0,412	0,0003	6,3331	79,5558	77,5729	69,4807
7	0,178362	1,4363	0,2173	4,8458	80,9922	77,7902	74,3265
8	0,17211	0,1355	2,0738	3,7917	81,1276	79,864	78,1181
9	0,137204	4,1895	0,0702	0,0048	85,3171	79,9342	78,123
10	0,108511	0,0395	5,4272	0,7267	85,3566	85,3614	78,8497
11	0,088347	2,3219	0,0482	0,4123	87,6786	85,4096	79,262
12	0,080177	0,2677	0,7747	4,4385	87,9462	86,1843	83,7005
13	0,07479	0,0086	0,0311	0,3423	87,9548	86,2155	84,0428
14	0,064254	0,0037	2,4346	0,5128	87,9585	88,6501	84,5556
15	0,061622	1,4512	0,008	0,001	89,4097	88,6581	84,5556
16	0,048836	0,0044	0,8078	2,3598	89,4141	89,4659	86,9164
17	0,046517	0,9076	0,0595	0,0472	90,3217	89,5253	86,9636
18	0,043946	0,0173	1,088	0,6022	90,339	90,6133	87,5658
19	0,038049	0,5716	0,0196	0,0449	90,9106	90,6329	87,6108
20	0,035371	0,0075	1,0637	0,615	90,9181	91,6966	88,2257

Tableau. IV.1 : Période et participation massique.

La valeur de la participation massique a atteint 90% dans le **mode 18**.

IV.3.3 Vérification des déplacements :

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3 du RPA) :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure est calculé comme suit :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé

comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ et : $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations :**

D'après le RPA Art5.10, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe4.4.3 du RPA, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage a moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k \leq 0,01 \cdot h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

- **Sens X-X :**

Niveaux	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% x h	Obs
TERRASSE	0,0402	3,5	0,1407	0,0077	0,0306	Observé
Etage 08	0,038	3,5	0,133	0,0112	0,0306	Observé
Etage 07	0,0348	3,5	0,1218	0,0126	0,0306	Observé
Etage 06	0,0312	3,5	0,1092	0,0126	0,0306	Observé
Etage 05	0,0276	3,5	0,0966	0,014	0,0306	Observé
Etage 04	0,0236	3,5	0,0826	0,014	0,0306	Observé
Etage 03	0,0196	3,5	0,0686	0,014	0,0306	Observé
Etage 02	0,0156	3,5	0,0546	0,01365	0,0306	Observé
Etage 01	0,0117	3,5	0,04095	0,01295	0,0306	Observé
MEZZANINE	0,008	3,5	0,028	0,0091	0,0238	Observé
RDC	0,0054	3,5	0,0189	0,0098	0,0306	Observé
ENTRESOL	0,0026	3,5	0,0091	0,00875	0,0425	Observé
SOUS SOL	0,0001	3,5	0,00035	0,00035	0,0306	Observé

Tableau .IV.2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

Chapitre IV : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA

Nous devons vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\sigma_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec :

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{34.79}{500} = 0.069 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Sens Y-Y :

Niveaux	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% x h	Obs
TERRASSE	0,043	3,5	0,1505	0,14805	0,0306	Observé
Etage 08	0,0007	3,5	0,00245	-0,126	0,0306	Observé
Etage 07	0,0367	3,5	0,12845	0,12635	0,0306	Observé
Etage 06	0,0006	3,5	0,0021	-0,1127	0,0306	Observé
Etage 05	0,0328	3,5	0,1148	0,11305	0,0306	Observé
Etage 04	0,0005	3,5	0,00175	-0,09905	0,0306	Observé
Etage 03	0,0288	3,5	0,1008	0,09905	0,0306	Observé
Etage 02	0,0005	3,5	0,00175	-0,0847	0,0306	Observé
Etage 01	0,0247	3,5	0,08645	0,0847	0,0306	Observé
MEZZANINE	0,0005	3,5	0,00175	-0,0707	0,0238	Observé
RDC	0,0207	3,5	0,07245	0,07105	0,0306	Observé
ENTRESOL	0,0004	3,5	0,0014	-0,05705	0,0425	Observé
SOUS SOL	0,0167	3,5	0,05845	0,05845	0,0306	Observé

Tableau .IV.3 : Déplacements relatifs sous l'action EY

Vérification de la flèche :

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{34.79}{500} = 0.069 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

IV.3.4 Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées audessus du niveau 'k'

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (effet P- Δ) :

• Selon xx :

Niveaux	P_k	H_k	$D_K(x)$	$V_k(x)$	θ_x
		(cm)	(cm)		
TERRASSE	1148,97	306	0,0077	282,58	0,0102314
Etage 08	5604,4	306	0,0112	1040,25	0,0197191
Etage 07	10032,18	306	0,0126	1686,72	0,0244907
Etage 06	14510,47	306	0,0126	2207,33	0,0270685
Etage 05	18988,76	306	0,014	2643,75	0,0328612
Etage 04	23554,83	306	0,014	3021	0,0356727
Etage 03	28120,9	306	0,014	3360,26	0,038288
Etage 02	32785,09	306	0,01365	3666,32	0,0398894
Etage 01	37449,27	306	0,01295	3935,84	0,0402675
MEZZANINE	41750,33	238	0,0091	4138,61	0,0385718
RDC	45890	306	0,0098	4287,92	0,0342749
ENTRESOL	51572,14	425	0,00875	4425,86	0,0239904
SOUS SOL	58008,30	272	0,00035	4442,08	0,0016803

Tableau .IV.4 : Justification Vis à Vis De l'effet P- Δ selon x-x

On constate que θ_x est inférieurs à « 0.1 » dans le sens xx. Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

- Selon y_y :

Niveaux	P_k	H_k	$D_K(y)$	$V_k(y)$	θ_y
		(cm)	(cm)		
TERRASSE	1148,97	306	0,02205	295,42	0,02802567
Etage 08	5604,4	306	0,01365	1079,33	0,02316254
Etage 07	10032,18	306	0,014	1695,49	0,02707115
Etage 06	14510,47	306	0,01435	2173,41	0,03130908
Etage 05	18988,76	306	0,014	2573,19	0,03376225
Etage 04	23554,83	306	0,014	2922,56	0,03687425
Etage 03	28120,9	306	0,0133	3238,71	0,03773874
Etage 02	32785,09	306	0,0126	3521,28	0,0383376
Etage 01	37449,27	306	0,01085	3771,97	0,0352033
MEZZANINE	41750,33	238	0,007	3964,83	0,03097109
RDC	45890	306	0,0084	4116,05	0,0306052
ENTRESOL	51572,14	425	0,00595	4263,75	0,01693368
SOUS SOL	58008,30	272	0,00035	4291,74	0,001739

Tableau .IV.5 : Justification Vis à Vis De l'effet P- Δ selon y-y

On constate que θ_y est inférieurs à « 0.1 » dans le sens y_y . Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.3.5 Vérification du déplacement maximale :

$$\delta_{\max} \leq f = Ht/500 ;$$

Avec :

δ_{\max} : déplacement maximale ;

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

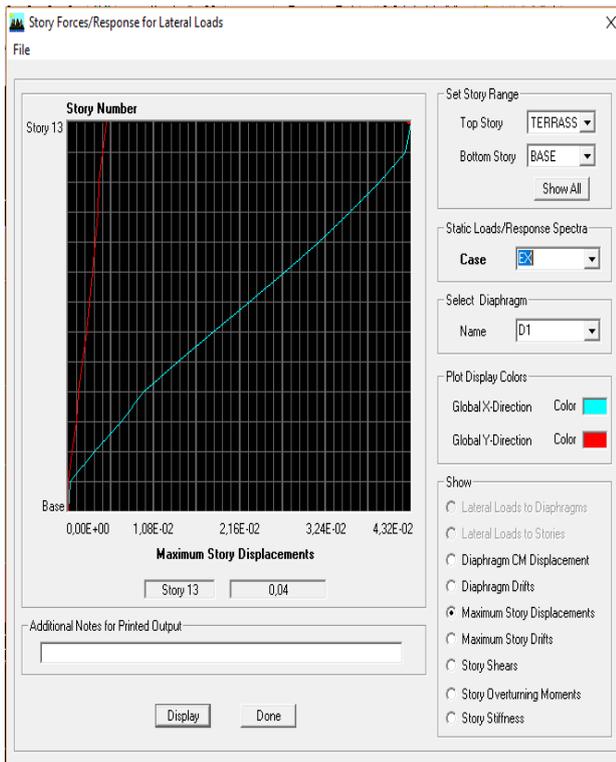
D'où :

$$f = Ht/500 = 30,79/500 = 0,069 \text{ m}$$

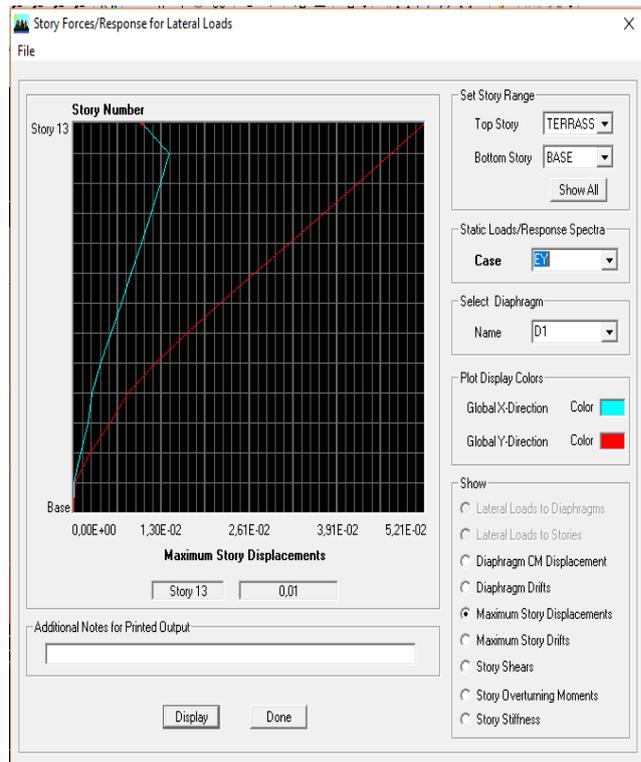
Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suit :

$$D_{max} = 0.04 \text{ m} < f = 0,069 \text{ m}$$

L'ETABS nous a donné le déplacement maximal au niveau du dernier étage.



Selon xx



Selon yy

IV.3.6 Vérification de l'excentricité :

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 :

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 22 = 1,1 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 22 = 1,1 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CMM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CMM} - Y_{CR}$$

Suivant le sens $x-x$: On doit vérifier que:

- $X_{CM} - X_{CR} \leq 5\% L_x$

Niveaux	XCM	XCR	/XCM-XCR/	5 %Lx	condition
TERRASSE	10,675	12,039	-1,364	1,095	Non vérifiée
Etage 08	10,638	10,173	0,465	1,095	vérifiée
Etage 07	12,401	9,796	2,605	1,095	Non vérifiée
Etage 06	11,148	9,66	1,488	1,095	Non vérifiée
Etage 05	11,132	9,57	1,562	1,095	Non vérifiée
Etage 04	11,126	9,522	1,604	1,095	Non vérifiée
Etage 03	11,12	9,495	1,625	1,095	vérifiée
Etage 02	11,114	9,481	1,633	1,095	Non vérifiée
Etage 01	11,109	9,473	1,636	1,095	Non vérifiée
MEZZANINE	11,106	9,47	1,636	1,095	Non vérifiée
RDC	11,144	9,468	1,676	1,095	Non vérifiée
ENTRESOL	11,167	9,462	1,705	1,095	Non vérifiée
SOUS SOL	14,464	14,753	-0,289	1,095	vérifiée

Tableau IV.6: Vérification de l'excentricité suivant $x-x$.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

- $YCM - YCR / \leq 5\% LY$

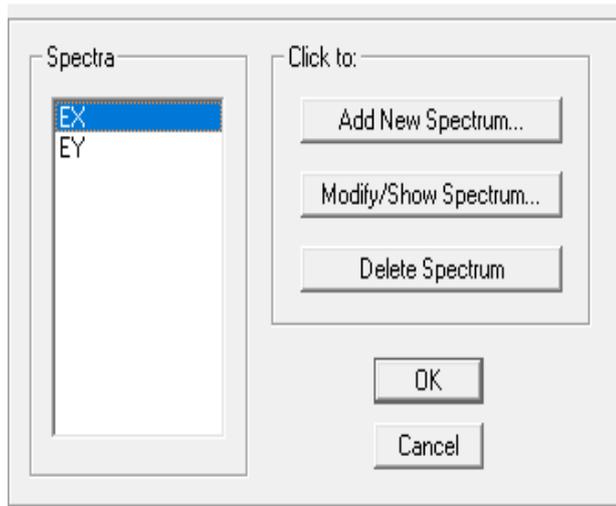
Niveaux	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5 %Lx	condition
TERRASSE	17,054	17,16	-0,106	1,301	vérifiée
Etage 08	16,933	13,215	3,718	1,301	Non vérifiée
Etage 07	16,373	13,087	3,286	1,301	Non vérifiée
Etage 06	16,167	13,57	2,597	1,301	Non vérifiée
Etage 05	15,507	14,061	1,446	1,301	Non vérifiée
Etage 04	15,496	14,356	1,14	1,301	vérifiée
Etage 03	15,486	14,65	0,836	1,301	vérifiée
Etage 02	15,476	14,945	0,531	1,301	vérifiée
Etage 01	15,466	15,236	0,23	1,301	vérifiée
MEZZANINE	15,468	15,508	-0,04	1,301	vérifiée
RDC	15,47	15,751	-0,281	1,301	vérifiée
ENTRESOL	15,488	15,938	-0,45	1,301	vérifiée
SOUS SOL	16,256	16,436	-0,18	1,301	vérifiée

Tableau IV.7: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Remarque :

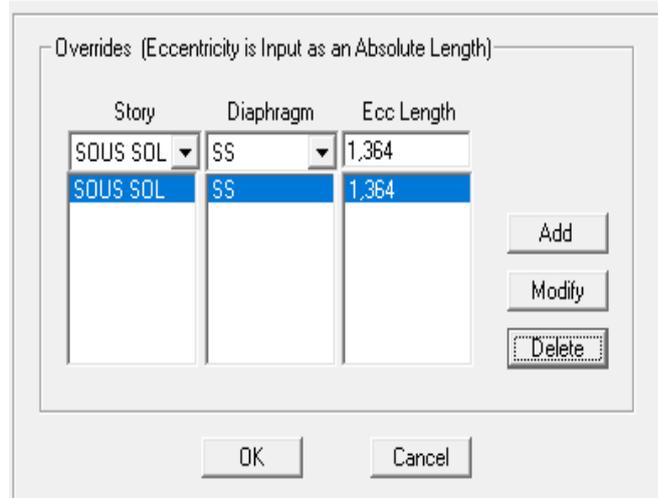
On remarque que l'effet de torsion, n'est pas vérifié dans TERRASSE, Etage 07, Etage 06, Etage 05, Etage 04, Etage 03, Etage 02, Etage 01, MEZZANINE, RDC, ENTRESOL selon l'axe (xx) et Etage 08 Etage 07, Etage 06, Etage 05 selon l'axe (yy), donc nous les introduirons dans le logiciel ETABS pour qu'il tienne compte de l'excentrement des efforts.

Define Response Spectra



The dialog box contains a list box on the left with 'EX' and 'EY' items. 'EX' is selected. To the right, under 'Click to:', there are three buttons: 'Add New Spectrum...', 'Modify/Show Spectrum...', and 'Delete Spectrum'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

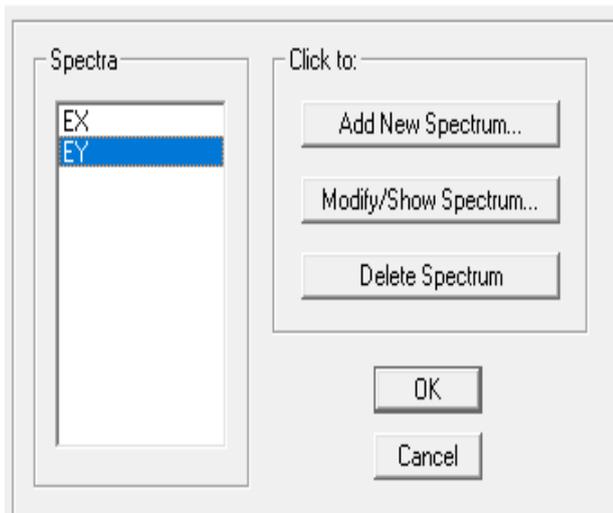
Override Eccentricities



The dialog box features a table with columns 'Story', 'Diaphragm', and 'Ecc Length'. The first row shows 'SOUS SOL' for both Story and Diaphragm, with an Ecc Length of 1,364. The second row is highlighted in blue and also shows 'SOUS SOL' for both Story and Diaphragm, with an Ecc Length of 1,364. To the right of the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

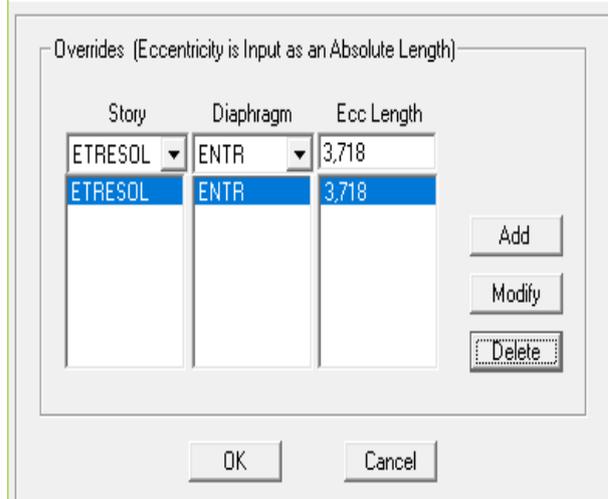
Story	Diaphragm	Ecc Length
SOUS SOL	SS	1,364
SOUS SOL	SS	1,364

Define Response Spectra



The dialog box contains a list box on the left with 'EX' and 'EY' items. 'EY' is selected. To the right, under 'Click to:', there are three buttons: 'Add New Spectrum...', 'Modify/Show Spectrum...', and 'Delete Spectrum'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Override Eccentricities



The dialog box features a table with columns 'Story', 'Diaphragm', and 'Ecc Length'. The first row shows 'ETRESOL' for both Story and Diaphragm, with an Ecc Length of 3,718. The second row is highlighted in blue and also shows 'ETRESOL' for both Story and Diaphragm, with an Ecc Length of 3,718. To the right of the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Story	Diaphragm	Ecc Length
ETRESOL	ENTR	3,718
ETRESOL	ENTR	3,718

Chapitre V:

Ferraillage des éléments structuraux



V.1 Ferrailage des poteaux :

V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extrait à partir de logiciel ETABS

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0,8G\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

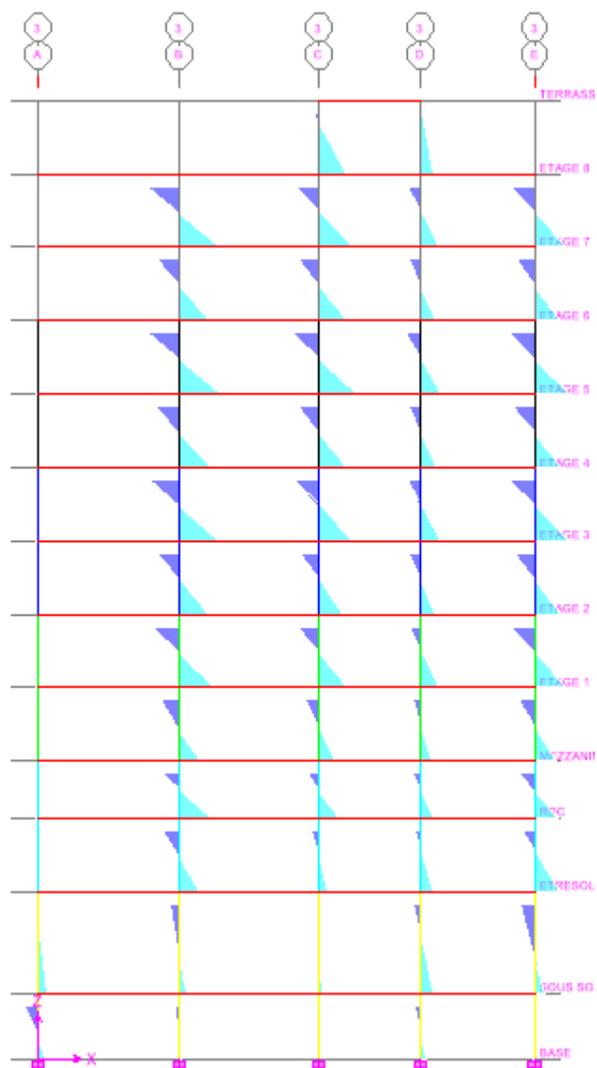


Diagramme des moments fléchissant des poteaux du portique 3 à l'ELU

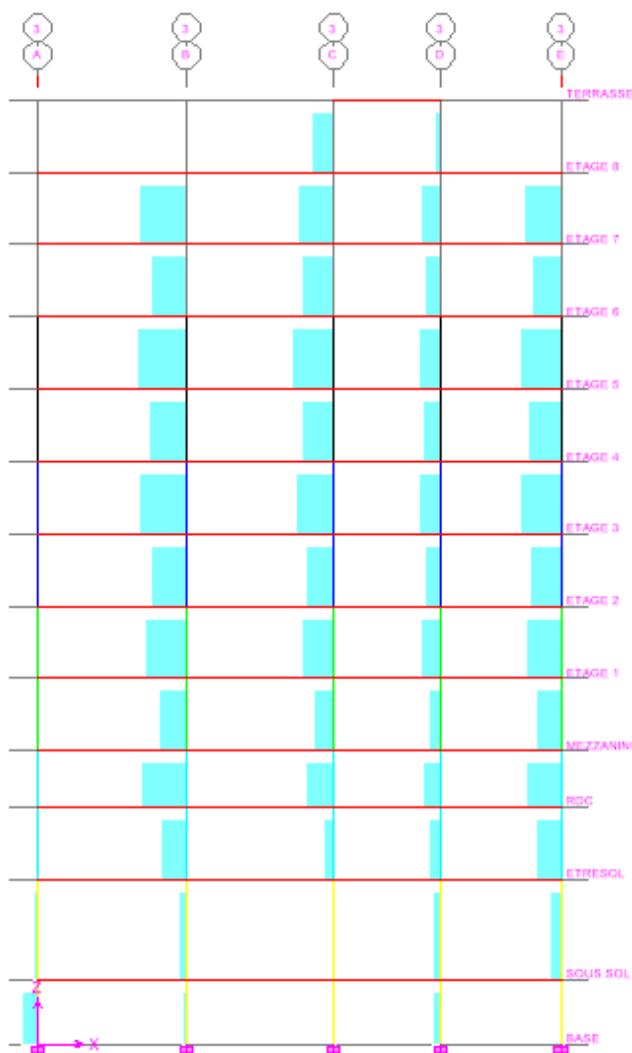


Diagramme des efforts tranchants (T) des poteaux du portique 3 à l'ELU

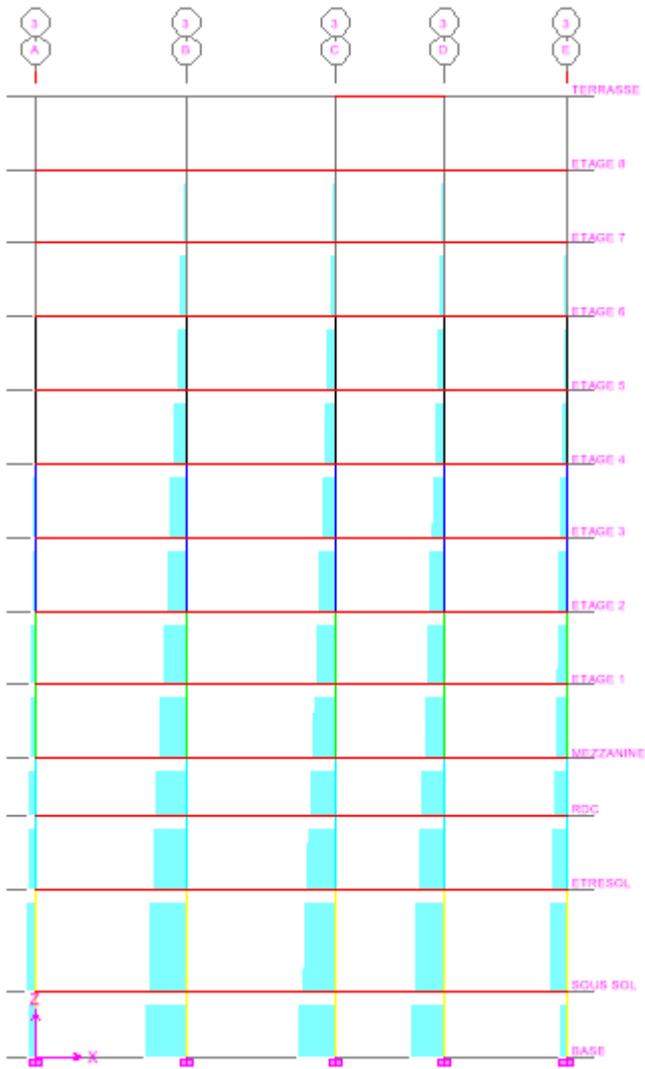


Diagramme des efforts normaux (N) des poteaux du portique 3 à l'ELU

V.1.2 Recommandations du RPA :**V.1.2.1 Armatures longitudinales : (RPA ART.7.5.2.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\Phi_L$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

V.1.2.2 Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton ($0.8\% \times b \times h$) :

$$\text{Poteaux (35x35)} : A_{\text{min}} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40)} : A_{\text{min}} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45x45)} : A_{\text{min}} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (50x50)} : A_{\text{min}} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (55x55)} : A_{\text{min}} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (60x60)} : A_{\text{min}} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2$$

V.1.2.3 Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

• Zone courante :

$$\text{Poteaux (35x35)} : A_{\text{min}} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40)} : A_{\text{min}} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45x45)} : A_{\text{min}} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (50x50)} : A_{\text{min}} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (55x55)} : A_{\text{min}} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (60x60)} : A_{\text{min}} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

• Zone de recouvrement :

$$\text{Poteaux (35x35)} : A_{\text{min}} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40)} : A_{\text{min}} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45x45)} : A_{\text{min}} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (50x50)} : A_{\text{min}} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (55x55)} : A_{\text{min}} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (60x60)} : A_{\text{min}} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$$

V.1.3 Calcul des armatures longitudinales a l'ELU :

V.1.3.1 Expose de la méthode de calcul :

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.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

$$\text{Calcul du centre de pression : } e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec : **N_u** : effort de compression :

M_f : moment fictif

$$M_f = N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) + M$$

Détermination des armatures :

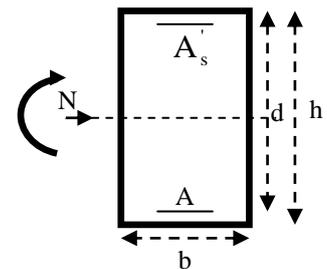
$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_c}{\theta \gamma_b}$$

• 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f \mp \frac{N_u}{\sigma_s}$



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

• 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$
 $\Delta M = M_f - M_r$

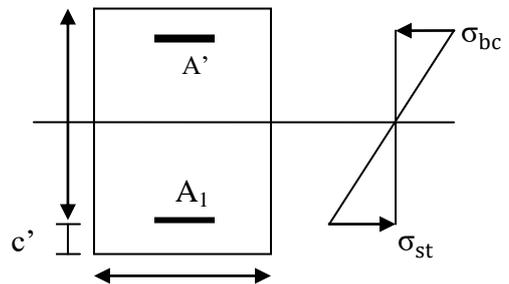
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$



2) Section entièrement comprimée (SEC) :

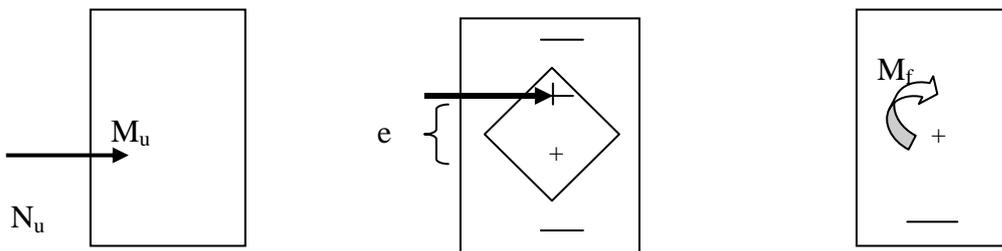
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

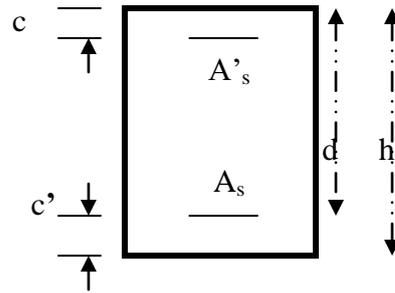


• 1^{er} cas :

Si $N_u(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0$$

La section d'armature



$$A'_s = \frac{M_f(d-0.5h)bh \cdot f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

• **2^{ème} cas :**

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h})bh^2f_{bc}$ → la section est simplement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

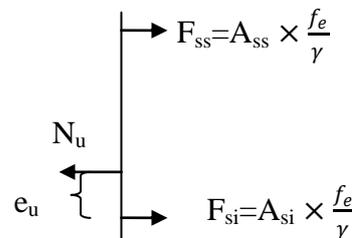
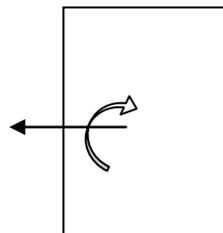
avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3) Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

V.1.3.2 calcul du ferrailage des poteaux :

Niveau	poteau	N(KN)	M(KN.m)	OBS	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
Sous sol et entresol	60x60	N _{max} =- 4642,75	M _{cor} =-11,288	SEC	0	0	28.8	4HA16 + 8HA20	33,15
		N _{min} =588,02	M _{cor} =102,291	SET	2,61	12,0 9			
		N _{cor} =- 2283,94	M _{max} =- 199,644	SEC	0	0			
RDC et mezzanine	55x55	N _{max} =- 3659,63	M _{cor} =-24,866	SEC	0	0	24.2	8HA16 + 4HA20	28,64
		N _{min} =503,08	M _{cor} =121,56	SET	0,09	12,4 9			
		N _{cor} = - 1741,73	M _{max} =- 294,261	SEC	0	0			
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	50x50	N _{max} =- 2937,53	M _{cor} =-21,009	SEC	0	0	20	8HA14 + 4HA16	20,36
		N _{min} =402,94	M _{cor} =68,302	SET	1,16	8,92			
		N _{cor} =- 1206.95	M _{max} =- 260.776	SPC	0	1,99			
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45x45	N _{max} =- 2232.96	M _{cor} =-31.824	SEC	0	0	16.2	12HA14	18,48
		N _{min} =264,31	M _{cor} =-75,737	SPC	0	8,06			
		N _{cor} =-736.69	M _{max} =- 211.355	SPC	0	5,86			
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40x40	N _{max} =- 1545,53	M _{cor} =-34,668	SEC	0	0	12.8	8HA12 + 4HA14	15,20
		N _{min} =130,57	M _{cor} =67,381	SPC	0	6,38			
		N _{cor} =-609,91	M _{max} =- 156,248	SPC	0	4,91			
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et terrasse	35x35	N _{max} =-882,41	M _{cor} =34,802	SEC	0	0	9.8	12HA12	13,55
		N _{min} =36,52	M _{cor} =50,146	SPC	0	4,53			
		N _{cor} =-85,04	M _{max} =115,217	SPC	0	8,86			

Tableau V.2 : ferrailage des poteaux.

❖ Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

\varnothing_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\varnothing_t 8$.

Soit (**4HA8 = 2,01 cm²**).

2) Calcul des espacements :

L'espacement des armatures transversales : Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\varnothing_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{18 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les recommandations du RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux son calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale.

A t : Espacement des armatures transversales.

pa: 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.

➤ **Espacement maximal des armatures transversales : Selon RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)**

Selon RPA la valeur maximale de l'espacement $\leq S_t \leq$ des armatures transversales est fixée comme suite

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_{L_{\min}}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1.2 ; 15\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

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

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

V.1.3.3 Les vérifications à l'ELU :

❖ **Longueur de recouvrement :**

-Pour les HA12 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

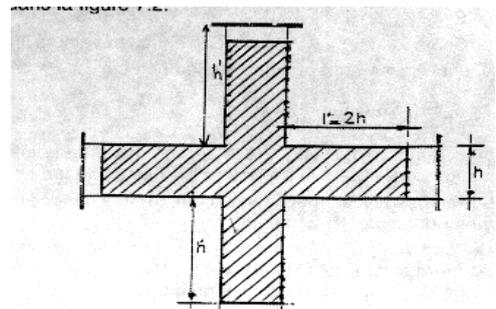
-Pour les HA14 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

-Pour les HA16 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

-Pour les HA20 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$

V.1.3.4 Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



Delimitation de la zone nodale

❖ **Au niveau des poutres :**

$L' = 2 \times h$. tel que h : Hauteur de la poutre

$L' = 2 \times 50 = 100$ cm : poutre principales de (30x50).

❖ **Au niveau des poteaux : $h' = \max = (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm})$**

- **b1, h1** : Dimensions du poteau.
- **he**: Hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

● **poteaux (60x60) cm²**

- **sous-sol:** $h' = \max = (\frac{272-50}{6}; 60; 60 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (37 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$
- **Entresol:** $h' = \max = (\frac{425-50}{6}; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (62.5 ; 60 ; 60 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{62.5 \text{ cm}}$

● **Poteaux (55x55) cm²**

- **RDC :** $h' = \max = (\frac{306-50}{6}; 55; 55 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (42.66 ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$
- **Mezzanine :** $h' = \max = (\frac{238-50}{6}; 55; 55 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (31.33 ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

● **Poteaux (50x50) cm²**

- **1^{er} et 2^{eme} étages :** $h' = \max = (\frac{306-50}{6}; 50; 50 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (42.66 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

● **Poteaux (45x45) cm²**

- **3^{eme} et 4^{eme} étages :** $h' = \max = (\frac{306-50}{6}; 45; 45 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (42.66 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

● **Poteaux (40x40) cm²**

- **5^{eme} et 6^{eme} étages :** $h' = \max = (\frac{306-50}{6}; 40; 40 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (42.66 ; 40; 40 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

● **Poteaux (35x35) cm²**

- **7^{eme} ,8^{eme} étages et terrasse :** $h' = \max = (\frac{306-50}{6}; 35; 35 ; 60 \text{ cm})$
 $= \max = (42.66 ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

➤ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$L_e = \frac{(\phi_1 \cdot f_e)}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{tel que : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi s^2 \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,06 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \Psi s = 1,5 \text{ pour les aciers a haute adhérence}$$

- **Pour les HA12** : $l_s = (1.2 \times 400) / (4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)) = 42.32 \text{ cm}$
- **Pour les HA14** : $l_s = (1.4 \times 400) / (4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)) = 49.38 \text{ cm}$
- **Pour les HA16** : $l_s = (1.6 \times 400) / (4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)) = 56.43 \text{ cm}$
- **Pour les HA20** : $l_s = (2.0 \times 400) / (4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)) = 70.54 \text{ cm}$

V.1.4 Vérifications 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

A fin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier: $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x

et y-y Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$S = b x h + 15(A_s + \hat{A}_s)$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{\hat{A}_s x (0,5 x h - \hat{d}) - A_s x (d - 0,5 x h)}{b x h + 15 \cdot (A_s + \hat{A}_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b x h^3}{12} + b x h x X_G^2 + 15 \cdot \left[\hat{A}_s \cdot (0,5 x h - \hat{d} - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0,5 x h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_S}{S} + \frac{N_S \cdot (e_S - X_G) x \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_S}{S} - \frac{N_S \cdot (e_S - X_G) x \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max \sigma_{sup}, \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + L_C$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_3 + P y_2 + q = 0$$

Avec :

$$L_C = \frac{h}{2} - e_S$$

$$p = -3L_C^2 - \frac{90\hat{A}_S}{b} \cdot (L_C - \hat{c}) + \frac{90A_S}{b} \cdot (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^2 - \frac{90\hat{A}_S}{b} \cdot (L_C - \hat{c})^2 + \frac{90A_S}{b} \cdot (d - L_C)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{On calcul alors } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \cdot \sqrt{\frac{3}{|q|}} \text{ puis } a = \sqrt{\frac{|q|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$2) y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$3) y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y_1^3 + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y_1)^2 + \hat{A}_s \cdot (y_1 - \hat{c})^2]$$

Finalement :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 x N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Sens Y-Y :**

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : A_{s2} adopté.

Aciers comprimés : A_{s1} adopté.

Les contraintes obtenues sont :

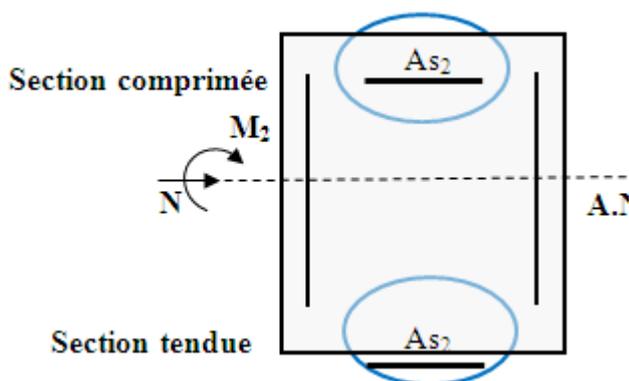
σ_{bc} : Contraintes max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Les Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.



Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	Nature	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	OBS
(sous sol-entresol)	60 x 60	$N_{max} = -3358.08$	$M_{cor} = -7.732$	SEC	7.44	114.4	7.18	107.9	CV
		$N_{min} = -124.71$	$M_{cor} = -5.85$	SEC	0.37	5.38	0.17	2.76	CV
		$N_{cor} = -1349.59$	$M_{max} = -79.766$	SEC	4.26	62	1.61	26.2	CV
(RDC-Mezzanine)	55 x 55	$N_{max} = -2656.37$	$M_{cor} = -17.346$	SEC	7.45	111.2	6.66	100.6	CV
		$N_{min} = -28.47$	$M_{cor} = -12.639$	SPC	0.42	5.52	0	6.12	CV
		$N_{cor} = -2315.5$	$M_{max} = -72.443$	SEC	7.81	114.4	4.5	70.2	CV
(étage 1 et 2)	50 X 50	$N_{max} = -2133.48$	$M_{cor} = -15.38$	SEC	7.33	109.1	6.39	96.7	CV
		$N_{min} = -457.24$	$M_{cor} = -9.78$	SEC	1.77	26	1.17	18.1	CV
		$N_{cor} = -783.29$	$M_{max} = -73.279$	SEC	4.76	67.4	0.27	8.15	CV
(étage 3 et 4)	45 X 45	$N_{max} = -1621.83$	$M_{cor} = -23.052$	SEC	7.34	108.2	5.41	83.1	CV
		$N_{min} = -295.53$	$M_{cor} = -8.029$	SEC	1.5	21.8	0.83	13.1	CV
		$N_{cor} = -526.51$	$M_{max} = -75.171$	SPC	5.34	73.3	0	-14.8	CV
(étage 5 et 6)	40 X 40	$N_{max} = -1122.76$	$M_{cor} = -25.127$	SEC	7.19	104.4	4.1	65	CV
		$N_{min} = -155.06$	$M_{cor} = -5.733$	SEC	1.13	16.2	0.43	7.21	CV
		$N_{cor} = -297.04$	$M_{max} = -73.617$	SPC	6.81	87.5	0	-78.4	CV
(étage 7,8 et terrasse)	35 x 35	$N_{max} = -642.07$	$M_{cor} = 25.161$	SEC	6.44	90.8	1.87	33.9	CV
		$N_{min} = -32.03$	$M_{cor} = -3.062$	SPC	0.49	6.64	0	-0.58	CV
		$N_{cor} = -92.84$	$M_{max} = -73.244$	SPC	8.89	102	0	-201.1	CV

Tableau. V. 3 : vérification des contraintes à l'ELS

➤ **Vérification contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version2003).**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure la valeur limite suivante : $\tau_{bu} = \rho d f_{C28} = 1,875 \text{Mpa}$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρd sera pris égal à 0,075.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_{bu}$$

Zone (60x60) : $\tau_u = \frac{59,05 \cdot 10^3}{600 \cdot 570} = 0,172 \text{ MPa}$

Zone (55x55) : $\tau_u = \frac{56,55 \cdot 10^3}{550 \cdot 520} = 0,197 \text{ MPa}$

$$\text{Zone (50x50)} : \tau_u = \frac{49,46 \cdot 10^3}{500 \cdot 470} = 0,210 \text{ MPa}$$

$$\text{Zone (45x45)} : \tau_u = \frac{50,79 \cdot 10^3}{450 \cdot 420} = 0,268 \text{ MPa}$$

$$\text{Zone (40x40)} : \tau_u = \frac{49,85 \cdot 10^3}{400 \cdot 370} = 0,336 \text{ MPa}$$

$$\text{Zone (35x35)} : \tau_u = \frac{53,62 \cdot 10^3}{350 \cdot 320} = 0,478 \text{ MPa}$$

⇒ Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

➤ **Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner 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 :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right)$$

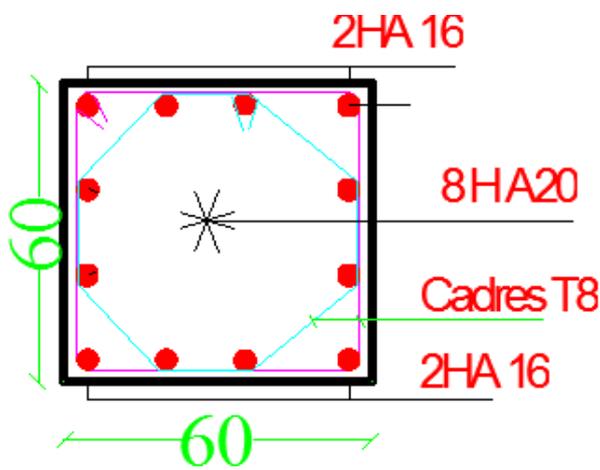
Niveau	section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e _s (cm)	A _{min}	A _{adopté}	observation
sous sol-entresol	60	-3358.08	-7.732	0.23	10,29	33.15	vérifié
	x	-124.71	-5.85	4.69	14,98		vérifié
	60	-1349.59	-79.766	5.91	17,84		vérifié
RDC-Mezzanine	55	-2656.37	-17.346	0.65	8,86	24.61	vérifié
	x	-28.47	-12.639	44.39	2,06		vérifié
	55	-2315.5	-72.443	3.12	10,91		vérifié
étage 1 et 2	50	-2133.48	-15.38	0.72	7,35	20.36	vérifié
	x	-457.24	-9.78	2.13	8,32		vérifié
	50	-783.29	-73.279	9.35	-52,14		vérifié
étage 3 et 4	45	-1621.83	-23.052	1.42	6,36	17.28	vérifié
	x	-295.53	-8.029	2.71	7,40		vérifié
	45	-526.51	-75.171	14.27	-1,70		vérifié
étage 5 et 6	40	-1122.76	-25.127	2.23	5,66	12.94	vérifié
	x	-155.06	-5.733	3.69	7,45		vérifié
	40	-297.04	-73.617	24.78	0,79		vérifié
étage 7,8 et terrasse	35	-642.07	25.161	-3.91	2,54	10.68	vérifié
	x	-32.03	-3.062	9.55	-1,87		vérifié
	35	-92.84	-73.244	78.89	1,19		vérifié

Tableau. V. 4 : vérification des conditions de non fragilité.

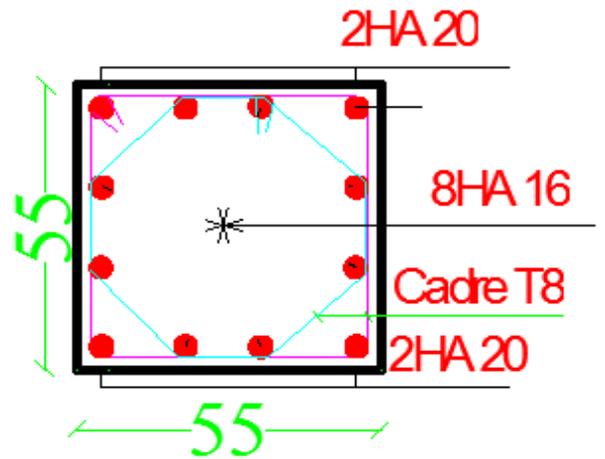
Résumé :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée

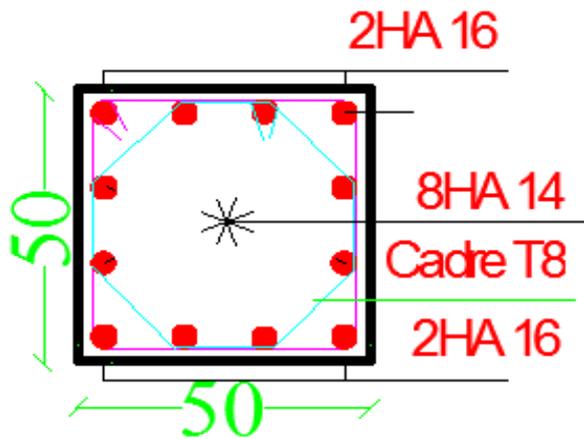
par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone II



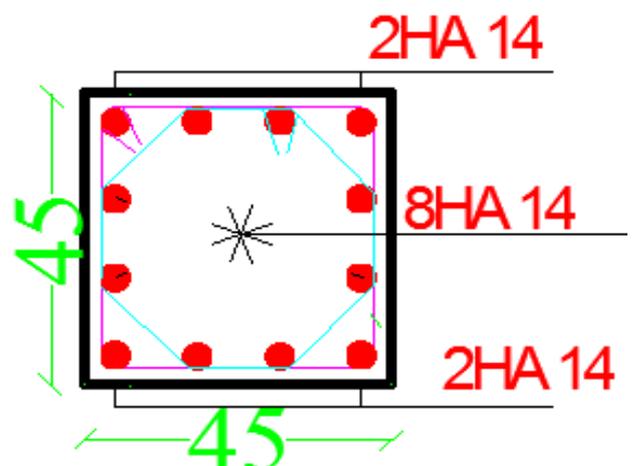
Ferraillage des poteaux 60X60



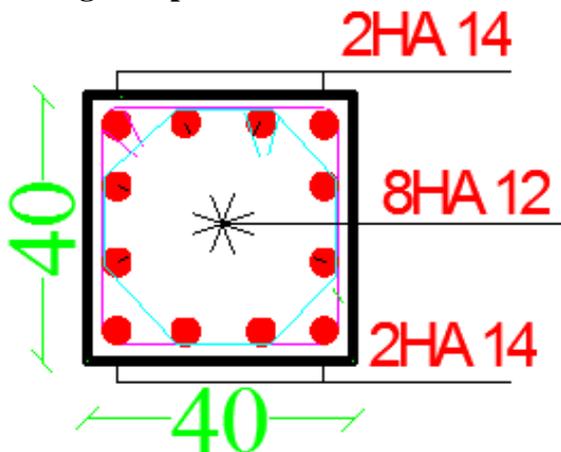
Ferraillage des poteaux 55X55



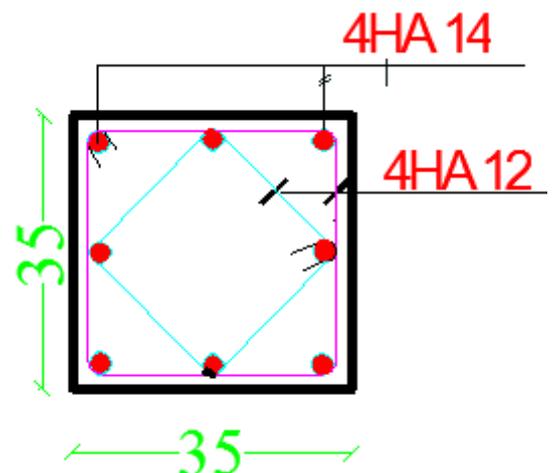
Ferraillage des poteaux 50X50



Ferraillage des poteaux 45X45



Ferraillage des poteaux 40X40



Ferraillage des poteaux 35X35

V.2 Ferrailage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

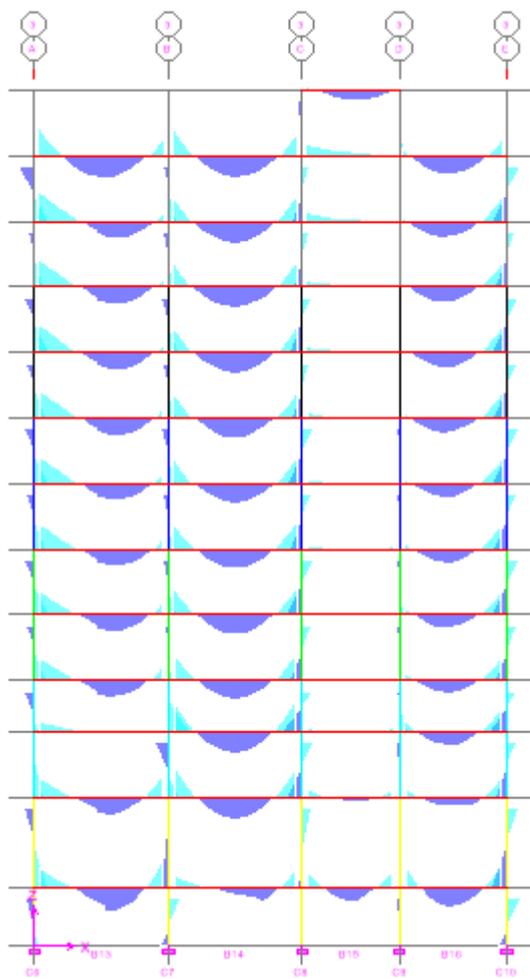
Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	21.74	400	400

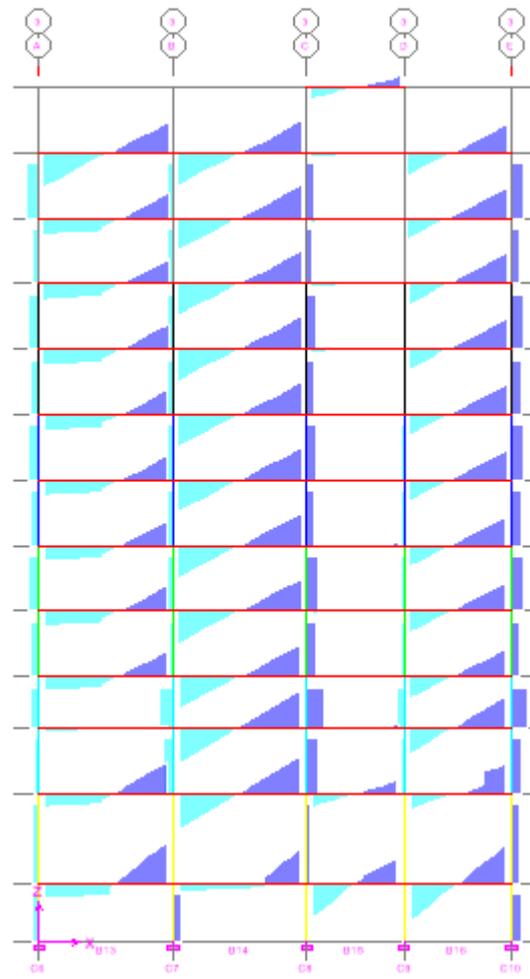
Tableau V.5 : Situations et coefficients de calcul.

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

$1.35G+1.5Q$	à l'ELU
$G+Q$	à l'ELS
$G+Q\pm E$	RPA 99 version 2003
$0.8G\pm E$	RPA 99 version 2003



**Diagramme des moments fléchissant
du portique 3 à l'ELU**



**Diagramme des efforts tranchants
du portique 3 à l'ELU**

V.2.2 Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min}=0.005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min}=0.005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

- En zone courante :**

Poutres principales : $A_{max}=0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max}=0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

- En zone de recouvrement :**

Poutres principales : $A_{max}=0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max}=0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 \emptyset** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochées à 90° .

V.2.2.2 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 :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec :

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.3 Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du 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 :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'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 du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.2.3 Ferrailages des poutres a l'ELU :

V.2.3.1 Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA)

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



Figure V.1 : schéma de calcul en flexion simple d'une SSA

Si $\mu > \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives

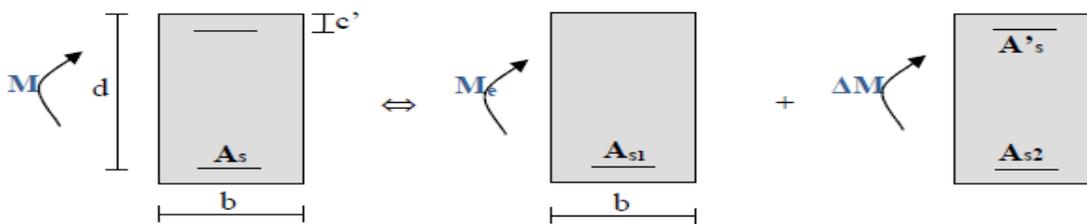


Figure V.2 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA.

A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A's$: La section supérieur la plus comprimée

V.2. 3.2 Ferraillage :

Le ferraillage des poutres de la première structure est récapitulé dans les tableaux suivants :

1) POUTRES PRINCIPALES :

- NIV MEZZANINE :

- Ferraillage des poutres principales non adhérents aux voiles
-

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	105,938	0,113	courante	SSA	6,91	7,5	8,01	3HA12+3HA14
Appuis	178,706	0,124	ACCI	SSA	10,20	7,5	10,64	3HA14+3HA16

Tableau V.7 : Ferraillage des poutres principales (30x50)

- Ferrailage des poutres principales adhérentes aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	135,094	0,144	ACCI	SSA	7,57	7,5	8,01	3HA12+3HA14
Appuis	174,474	0,121	ACCI	SSA	9,94	7,5	10,64	3HA14+3HA16

Tableau V.8 : Ferrailage des poutres principales (30x50)

- LES AUTRES NIVEAUX :

- Ferrailage des poutres principales non adhérentes aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	128,272	0,137	courante	SSA	8,49	7,5	10,64	3HA14+3HA16
Appuis	211,576	0,147	ACCI	SSA	12,26	7,5	13,59	6HA16+1HA14

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales (30x50)

- Ferrailage des poutres principales adhérentes aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	175,8	0,122	ACCI	SSA	10,03	7,5	10,64	3HA14+3HA16
Appuis	204,378	0,142	ACCI	SSA	11,81	7,5	12,05	3HA16+3HA16

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales (30x50)

2) POUTRES SECONDAIRES :

- NIV MEZZANINE :

- Ferrailage des poutres secondaires non adhérentes aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	40,977	0,055	courante	SSA	2,89	6,75	3,38	3HA12
Appuis	100,498	0,087	ACCI	SSA	6,28	6,75	6,77	3HA12+3HA12

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres secondaires (30x45)

- Ferrailage des poutres secondaires adhérents aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	47,908	0,064	courante	SSA	3,39	6,75	4,62	3HA14
Appuis	141,499	0,123	ACCI	SSA	9,04	6,75	9,24	3HA14+3HA14

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires (30x45)

- LES AUTRES NIVEAUX :

- Ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	57,73	0,077	courante	SSA	4,12	6,75	4,62	3HA14
Appuis	127,846	0,111	ACCI	SSA	8,10	6,75	9,24	3HA14+3HA14

Tableau V.13 : Ferrailage des poutres secondaires (30x45)

- Ferrailage des poutres secondaires adhérents aux voiles :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	57,988	0,077	courante	SSA	4,14	6,75	4,62	3HA14
Appuis	233,343	0,203	ACCI	SSA	15,69	6,75	16,68	3HA16+ 3(HA16+HA14)

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres secondaires (30x45)

V.2.4 Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

V.2.4.1 Condition de non fragilité : (BEAL 91 ;ART 4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :(30x50)

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 1,70 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :(30x45)

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

D'ou :

$$\begin{array}{ll} \text{PP} & A_s = 8,01 > A_{\min} = 1,70\text{cm}^2 \\ \text{PS} & A_s = 8,01 > A_{\min} = 1,52\text{cm}^2 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.ART A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

- **Poutres principales** : $\tau_u = \frac{218,71 \times 10^3}{300 \times 470} = 1,55 \text{ MPa}$
- **Poutres secondaire**: $\tau_u = \frac{157,22 \times 10^3}{300 \times 420} = 1,24 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

Poutres principales $\tau_u = 1,55 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

Poutres secondaires $\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

V.2.4.3 Influence de l'effort tranchant sur beton au niveau des appuis

1) Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

- **Poutres principales** $T_u = 218,71\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,47 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 846\text{kN}$.
- **Poutres secondaires** $T_u = 157,22\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,42 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 756\text{kN}$

2) Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$D'ou \quad A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

- **Poutres principales** $218,71 - \frac{211,576}{0,9 \times 0,47} = -281,46 < 0$.
- **Poutres secondaires** $157,22 - \frac{233,343}{0,9 \times 0,42} = -460,08 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

V.2.4.4 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91ART.6.1. 3)

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

$$\Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- **Poutres principales :**

$$3\text{HA16} + 3\text{HA16} \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,6 = 30,144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{218,71 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,47 \times 0,30144} = 1,77 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires :**

$$3\text{HA14} + 3\text{HA16} + 3\text{HA16} \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,6 + 1,4) = 43,332 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{157,22 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,42 \times 0,43332} = 0,95 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres : (BAEL91 ART A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 16 : l_s = 56.44 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \phi 12 : 0.4 l_s = 16.93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : 0.4 l_s = 19.75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 16 : 0.4 l_s = 22.58 \text{ cm}$$

V.2.4.6 Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(14,28 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 30 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

1) Calcul des espacements

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

- **Poutre principales de (30x50):**

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(12,5; 14,4, 30 \text{ cm}) = 12,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire de (30x45):**

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(11,25; 14,4, 30 \text{ cm}) = 11,25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30x50): $S_t = 25 \text{ cm}$

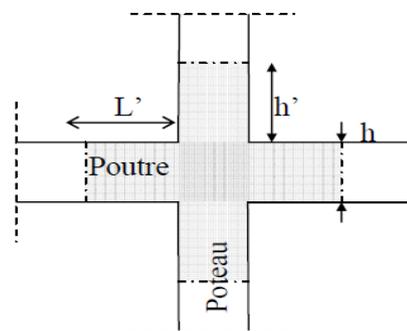
-Poutre secondaire de (30x45): $S_t = 22,5 \text{ cm}$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

2) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}$$



« Délimitation de la zone nodale »

h : hauteur de la poutre.

b₁ et **h₁** : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura :

$$h' = \max \left\{ \frac{375}{6}, 60, 60, 60 \text{ cm} \right\} = (62,5 \text{ cm}; 60 \text{ cm}; 60 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 62,5 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} : \text{poutre principales de } (30 \times 50)$$

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} : \text{poutre secondaire de } (30 \times 45)$$

Remarque :

Le première cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

3) Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

V .2.5 Vérification a l'ELS:

V .2.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures :

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

Les vérifications qui leurs sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

-Etat limite de résistance du béton à la compression.

- Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Poutres principales

- NIV MEZZANINE :

- Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	50,455	8,01	0,568	0,887	29,60	151,10	5,10	15	Condition n vérifie
En appuis	80,866	10,64	0,755	0,874	24,90	185,02	7,43		

- Vérification du ferrailage des poutres principales adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	75,9	8,01	0,568	0,887	29,60	227,29	7,68	15	Condition vérifie
En appuis	105,5	10,64	0,755	0,874	24,90	241,38	9,69		

- LES AUTRES NIVEAUX :

- Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	90,289	10,64	0,755	0,874	24,90	206,58	8,30	15	Condition vérifie
En appuis	127,713	15,45	1,096	0,895	19,70	196,51	9,98		

- Vérification du ferrailage des poutres principales adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
En travée	86,111	10,64	0,755	0,874	24,90	197,02	7,91	15	Condition Vérifie
En appuis	121,932	15,45	1,096	0,895	19,70	187,62	9,52		

❖ POUTRES SECONDAIRES :

- NIV MEZZANINE :

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	
En travée	27,783	8,01	0,636	0,882	27,63	83,67	3,03	15	Condition
En appuis	29,636	8,01	0,636	0,882	27,63	89,25	3,23		Vérifie

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	
En travée	29,226	8,01	0,636	0,882	27,63	88,02	3,19	15	Condition
En appuis	35,008	10,64	0,844	0,869	23,22	80,56	3,47		vérifie

- LES AUTRES NIVEAUX :

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	
En travée	29,013	8,01	0,636	0,882	27,63	87,38	3,16	15	Condition
En appuis	42,04	8,01	0,636	0,882	27,63	126,61	4,58		vérifie

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérents aux voiles :

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	
En travée	42,083	8,01	0,636	0,882	27,63	126,74	4,59	15	Condition
En appuis	76,468	10,64	0,844	0,869	23,22	175,96	7,58		vérifie

V.2.5.2 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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

V.2.6 Calcul de la flèche :

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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $f = 0.20 \text{ cm}$

$$f = 0.20 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{620}{500} = 1.24 \text{ cm}$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

V.2.7 Ferrailage des poutres palières et poutres de chaînage

V.2.7.1 Recommandations du RPA99 version 2003 :

A. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de **0.5%** en toute section.

- **Poutre de chaînage :** $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2$
- **Poutre palière :** $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 40 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante ; et de **6%** en zone de recouvrement.

En zone courante :

- **Poutres de chaînage :** $A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 35 = 28 \text{ cm}^2$
- **Poutres palière :** $A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 40 = 32 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement :

- **Poutres de chaînage :** $A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
- **Poutres palière :** $A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

V.II.7.2 Ferrailage des poutres :

- **Poutres de chainage :**

Ferrailage des Poutres de chainage (25x35) :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	35,007	0,170	courante	SSA	4,13	4,37	4,62	3HA14
Appuis	35,007	0,170	courante	SSA	4,13	4,37	4,62	3HA14

- **Poutres de palière :**

Ferrailage des Poutres de palière (25x40) :

Nature	Mu (KN.m)	μ	COMB	OBS	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adoptée	As adoptée
Travée	27,378	0,071	courante	SSA	2,21	5,25	3,38	3HA12
Appuis	73,355	0,051	ACCI	SSA	5,32	5,25	5,74	3HA10+3HA12

V.7.3 Vérification à l'ELU :**-Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)**

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres de chainage :(20x35)**

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

- **Poutres de chainage :(20x40)**

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 0,89 \text{ cm}^2$$

D'ou :

- **Poutres de chainage :** $A_s = 5,74 > A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2$
- **Poutres de palière :** $A_s = 5,74 > A_{\min} = 0,89 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

V.2.7.4 Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.ART A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad T_u^{max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

- **Poutres de chaînage** : $\tau_u = \frac{31,24 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,57 \text{ MPa}$
- **Poutres palière**: $\tau_u = \frac{36,04 \times 10^3}{200 \times 370} = 0,48 \text{ MPa}$

-Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

- **Poutres principales** : $\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- **Poutres secondaires** : $\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

V.2.7.5 Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

1) Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

- **Poutres de chaînage** : $T_u = 31,24\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,20 \times 0,27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 324\text{kN}$.
- **Poutres palière** : $T_u = 36,04\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,20 \times 0,37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 444\text{kN}$

2) Influence sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

- **Poutres de chaînage :** $31,24 - \frac{35,007}{0,9 \times 0,27} = -112,82 < 0.$

- **Poutres palière :** $36,04 - \frac{73,355}{0,9 \times 0,37} = -184,24 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

V.2.7.6 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(BAEL91ART.6.1. 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- **Poutres de chaînage :**

3HA14 $\sum U_i = n. \pi. \phi = (3 \times 3,14 \times 1,4) = 13,188 \text{ cm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{31,24 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27 \times 0,13188} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres palière :**

3HA10+3HA12 $\sum U_i = n. \pi. \phi = (3 \times 3,14 \times 1 + 3 \times 3,14 \times 1,2) = 20,724 \text{ cm}$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{36,04 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37 \times 0,20724} = 0,52 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.7.7 Calcul de la longueur de scellement droit des barres :(BAEL91 ART A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

Pour les $\phi 10$: $l_s = 35,27 \text{ cm}$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\phi 10$: $0,4 l_s = 14,10 \text{ cm}$

Pour les $\phi 12$: $0,4 l_s = 16,93 \text{ cm}$

V.2.7.8 Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

- **Poutres de chaînage :** $\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(8,57 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 8,57 \text{ mm}$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Poutres de chaînage :** $\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(11,42 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 11,42 \text{ mm}$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

1) Calcul des espacements

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre de chaînage de (20x30):

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(7,5; 14,4, 30 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

-Poutre palière de (20x40):

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14,4, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

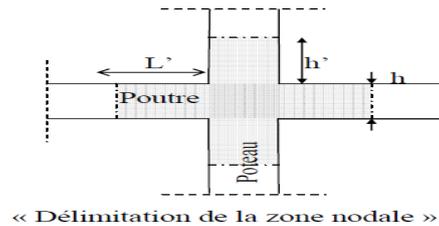
- **Poutre de chaînage de (20x30):** $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Poutre palière de (20x40):** $S_t = 20 \text{ cm}$

2) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$



h : hauteur de la poutre .

b_1 et h_1 : dimensions du poteau .

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

on aura :

$$h' = \max \left\{ \frac{375}{6}, 60, 60, 60\text{cm} \right\} = \max(62,5\text{cm}; 60\text{cm}; 60\text{cm}; 60\text{cm})$$

$$h' = 62,5 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} : \text{poutre de chaînage de } (20 \times 30)$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} : \text{poutre palière de } (20 \times 40)$$

Remarque

Le première cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

3) Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$\text{-Poutre de chaînage : } A_t^{\min} = 0,003 S_l b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,90 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

$$\text{-Poutre palière : } A_t^{\min} = 0,003 S_l b = 0,003 \times 20 \times 20 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

V .2.8 VERIFICATION A L'ELS:

V .2.8.1 Etat limite d'ouverture des fissures :

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

Les vérifications qui leurs sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

-Etat limite de résistance du béton à la compression.

-Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants

❖ **Poutres de chaînage**

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	20,342	5,74	1,063	0,857	20,08	153,16	7,63	15	Condition vérifiée
En appuis	25,855	5,74	1,063	0,857	20,08	194,67	9,69		

❖ **Poutres palière :**

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	8,819	5,74	0,776	0,873	24,47	47,57	1,94	15	Condition vérifiée
En appuis	19,868	5,74	0,776	0,873	24,47	107,16	4,38		

V .2.8.2 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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

1) Poutre de chaînage :

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $f = 0.037 \text{ cm}$

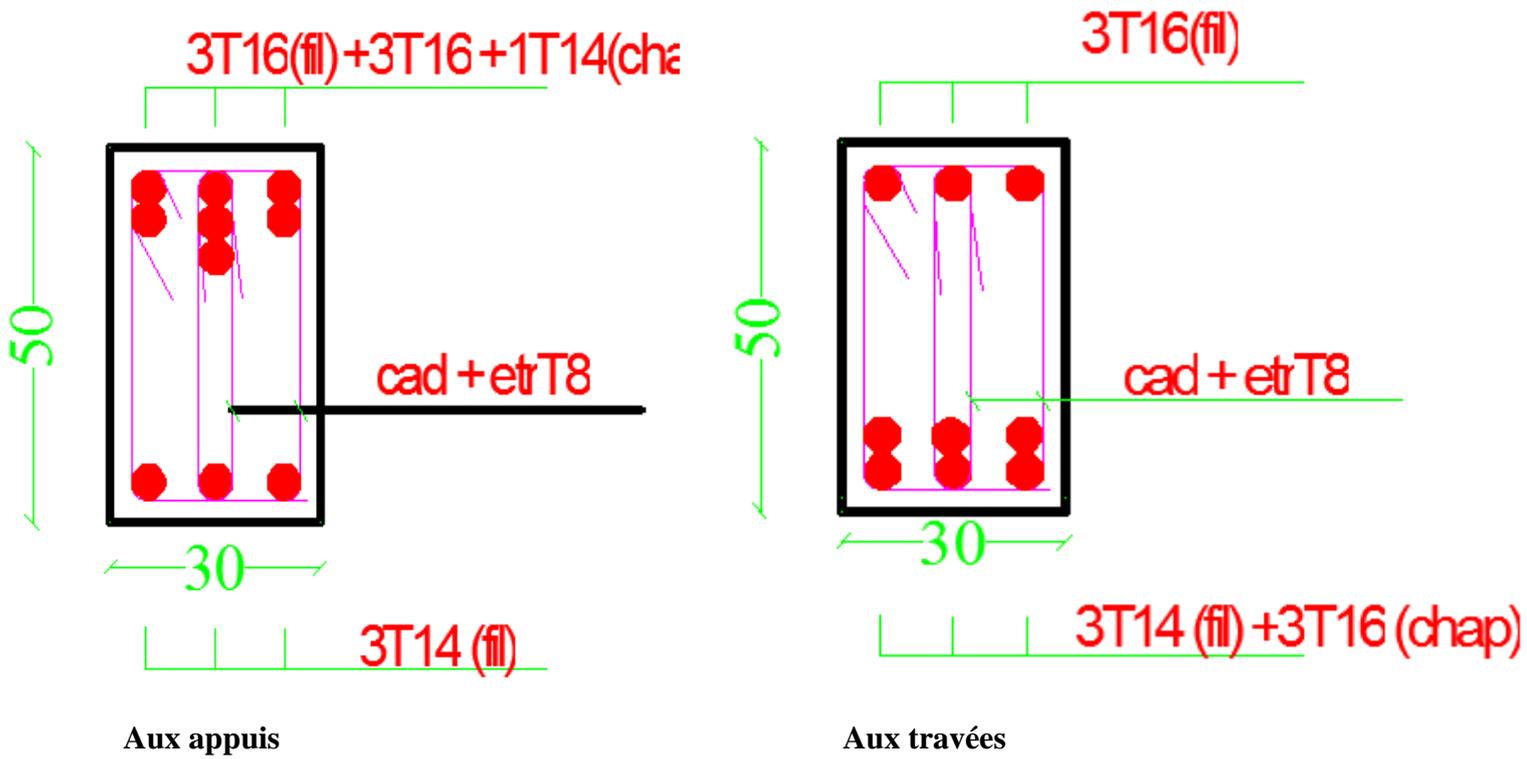
$$f = 0.037 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1.10 \text{ cm}$$

2) Poutre de chaînage :

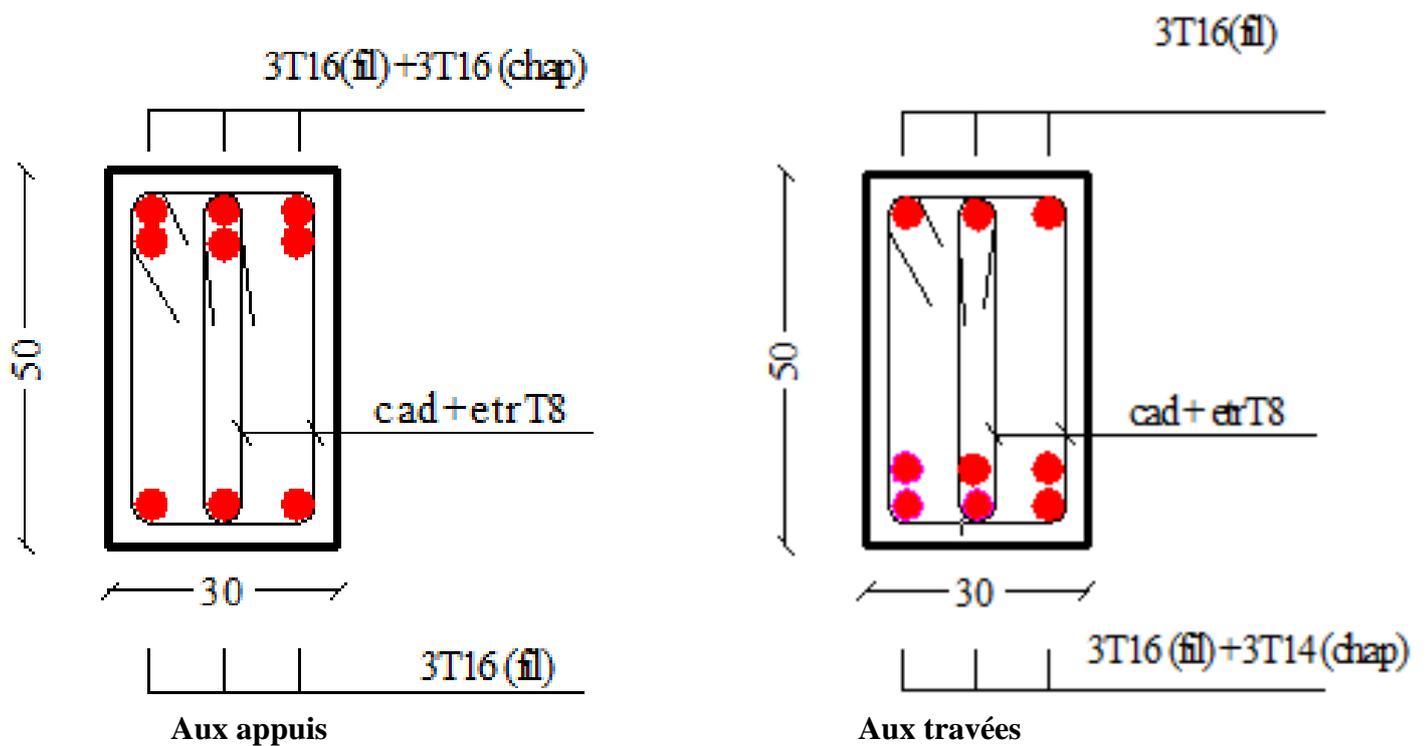
Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $f = 0.017 \text{ cm}$

$$f = 0.017 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm}$$

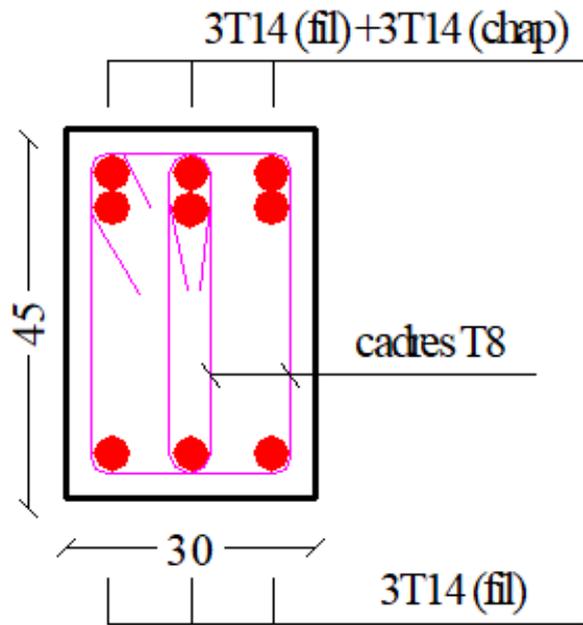
Conclusion : La flèche est vérifiée.



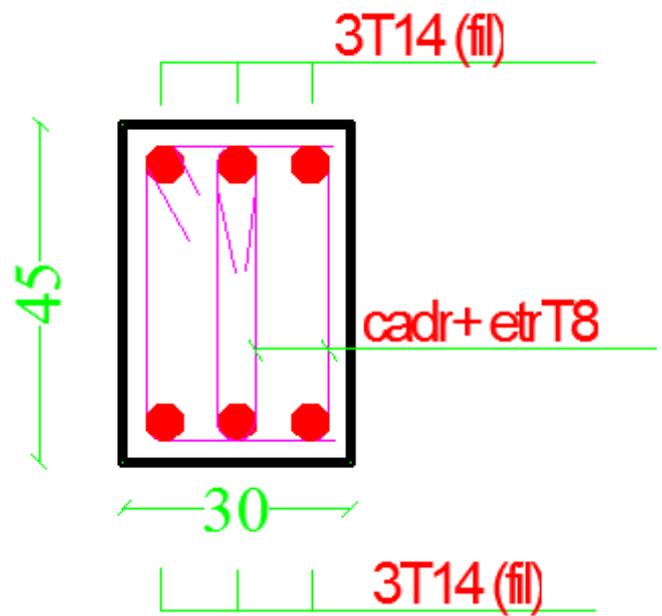
Ferrailage de poutres principales non Adhérer aux voiles



Ferrailage de poutres principales Adhérer aux voiles

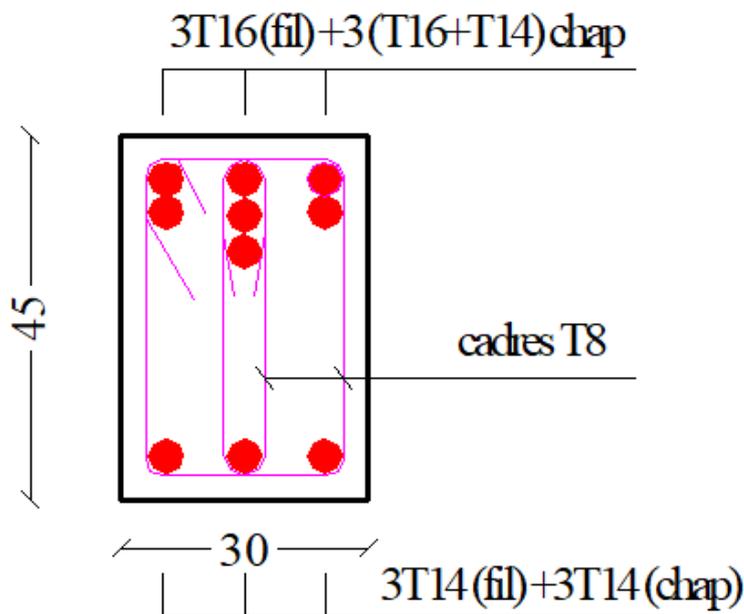


Aux appuis

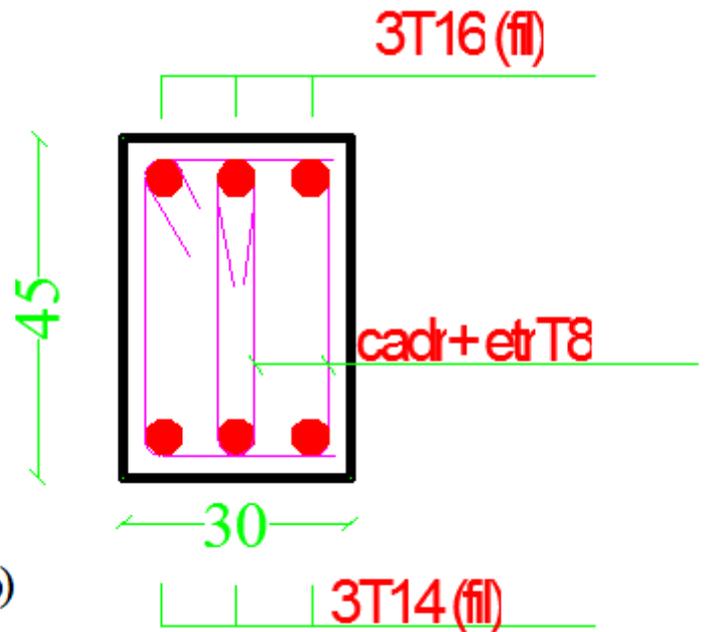


Aux travées

Ferrailage de poutres secondaires non Adhérer aux voiles



Aux appuis



Aux travées

Ferrailage de poutres secondaires Adhérer aux voiles

V.3 Les voiles :

V.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : sous sol au Mezzanine.

Zone II : 1er au 4^{eme} niveau.

Zone III : 5eme jusqu'au niveau terrasse

V.3.2 Expose de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

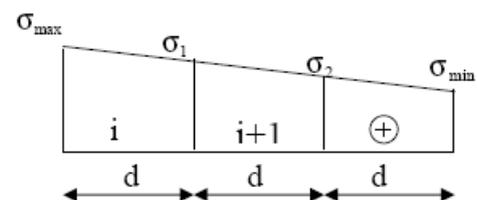
V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

V.3.2.1 Armatures verticales :

1) ferrailage section entièrement comprimée:

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa

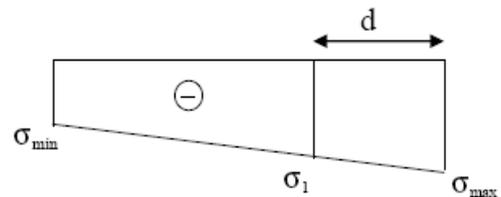
- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

2) **ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

la section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

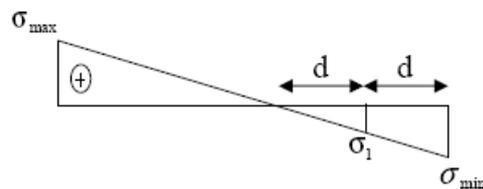
$$A_{\min} \geq 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

3) **Ferrailage section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures verticales minimales :

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

V.3.2.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0,15\%B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0,10\%B$ □ en zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale

V.3.2.3 Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A = 1,1 \cdot \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec} \quad T = 1,4 \bar{T}$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

1) règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (ART 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$

Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

- Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.2.4 Dispositions constructive :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

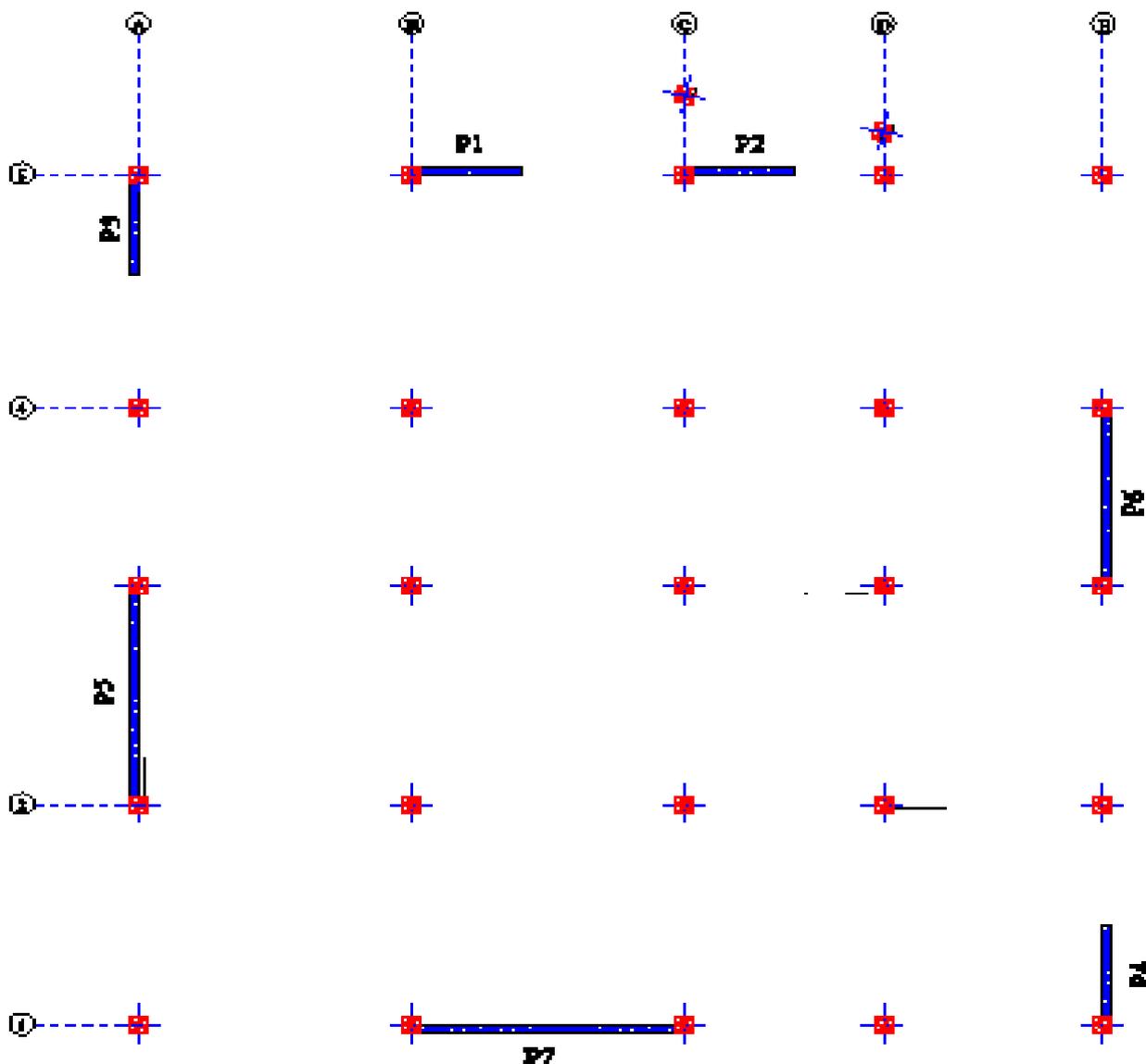
B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.3 Exemple de calcul :

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



❖ Nous proposons le calcul détaillé du voile P5 (L = 5,50 m) :

1) Caractéristiques géométriques :

Zone II :

$$L = 5,50 \text{ m}$$

$$B = 1,10 \text{ m}^2$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour une zone donnée et on généralisé ce ferrailage pour les deux autre zone.

$$\begin{cases} \sigma_{max} = -15\,115,74 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = 9\,259,36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- calcul la Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{15115,74}{15115,74 + 9259,36} \times 5,50 = 3,41 \text{ m}$$

- Calcul de la Largeur de la zone tendue :

$$l_t = l - l_c = 5,50 - 3,41 = 2,09 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

$$d = \frac{l_t}{2} = \frac{2,09}{2} = 1,04 \text{ m}$$

Détermination de N :

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{l_t - d_1}{l_t} \cdot \sigma_{min} \dots \dots \dots \text{triangles semblables.}$$

$$\sigma_1 = 4629,68 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{9259,36 + 4629,68}{2} \times 1,04 \times 0,2 = 1450,91 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4629,68}{2} \times 1,04 \times 0,2 = 483,64 \text{ KN}$$

a. Calcul des armatures verticales :

$$\text{Bande I : } d_1 = 1,04 \text{ m} \quad AV_1 = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1450,91 \times 10}{400} = 36,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande II : } d_2 = 1,04 \text{ m} \quad AV_2 = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{483,64 \times 10}{400} = 12,09 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = \frac{1,1 \cdot 1972,726 \cdot 10}{400} = 54,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ correspond}} = \frac{A_{vj} \cdot d}{L} = \frac{54,25 \cdot 1,04}{5,50} = 10,25 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par bande :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj \text{ cor}} = 36,27 + 10,25 = 46,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt1} = A_{v2} + A_{vj \text{ cor}} = 12,09 + 10,25 = 22,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{t1/\text{nappe}} = \frac{A_{vt1}}{2} = \frac{46,52}{2} = 23,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2/\text{nappe}} = \frac{A_{vt2}}{2} = \frac{22,34}{2} = 11,17 \text{ cm}^2$$

c. Armatures minimales (BAEL 91) :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}, 0.2\% d \times e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{1,04 \times 0,2 \times 2,1}{400}, 0,002 \times 1,04 \times 0,2 \right\} 10^4 = \max \{10,97, 4,16\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 10,97 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

$$\diamond \text{ 1}^{\text{ere}} \text{ Bande : } 2 \times 9 \text{HA}20 = 56,54 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA20 / nappe** avec **St= 10 cm**

$$\diamond \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ Bande : } 2 \times 8 \text{HA} 14 = 24,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA14/nappe** avec **St=15cm**

d. Armatures horizontales :

$$A_H = \max \left\{ \frac{A_{v1}}{4}, \frac{A_{v2}}{4}, 0.15\% B \right\} 10^4$$

$$A_H = \max \left\{ \frac{56,54}{4}, \frac{24,64}{4}, 0,0015 \times 1,10 \times 10^4 \right\} \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max \{14,13, 6,16, 16,5\}$$

$$A_H = 16,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_H = 16,5\text{m}^2$ le choix d'armatures est $11HA14 = 16,92\text{cm}^2$.

e. Armatures transversales (Art-7-7-4-3, RPA 99) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

f. Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 \times e\}$$

$$S_t \leq \min\{1.5 \times 20\}\text{cm} = 30\text{cm}$$

$$S_t \leq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Les vérifications :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A}$$

$$\sigma_b = \frac{2994,7 \times 10^3}{(1,1 \times 10^4 + 15 \times 16,5) \times 10^2} = 2,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$$

Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$d = 0.9L = 0.9 \times 5,5 = 4,95 \text{ m}$$

V_u : effort tranchant dans la section

e : Épaisseur des voiles.

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{1972,726 \times 10^3}{(0,2 \times 4,95) \times 10^6} = 1,99 \text{ MPa} .$$

$$\tau_b = 1,99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{ed} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

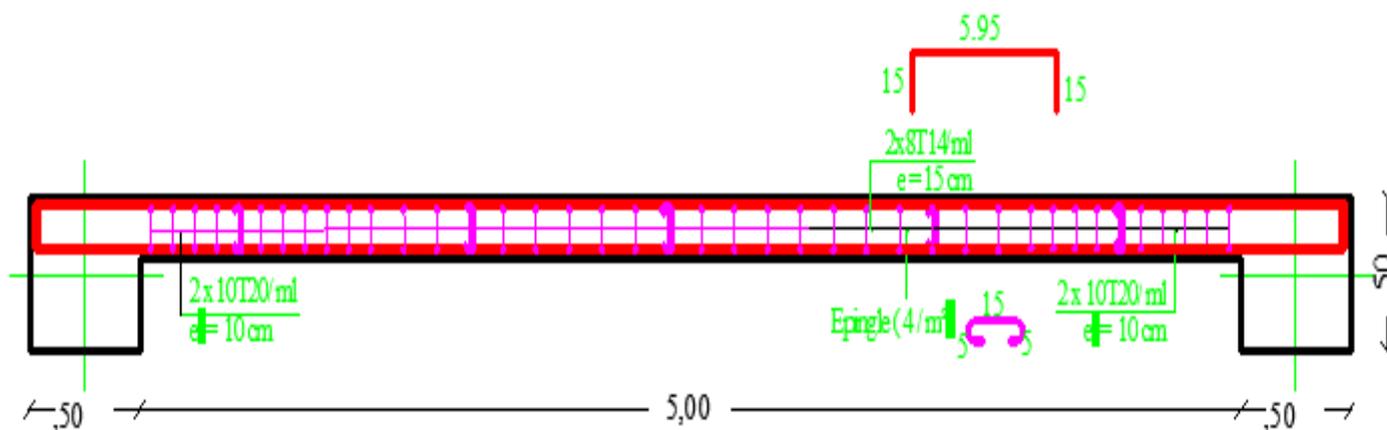
$$\tau_u = \frac{1409,09 \times 10^3}{0,2 \times 4,95 \times 10^6} = 1,42 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)

Les sections des armatures horizontales calculées pour une bande de 1m de hauteur.

**Ferrailage de voile P5 zone II**

V.3.4 Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux Suivants

Voile P₁, P₂, P₃, P₄:

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,50	0,50
hauteur étage (m)		4,25	3,06	3,06	
L (m)		2,50	2,50	2,50	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,5	0,5	0,5	
He		4,250	3,060	3,060	
h		3,75	2,56	2,56	
Sollicitation de calcul	T(kN)		819,720	819,720	543,450
	N _{ser} (kN)		-3239,42	-2027,49	-1013,59
	Vu (kN)		1147,608	1147,608	760,830
	σ _{max} (kN/m ²)		13919,150	25386,440	5990,530
	σ _{min} (kN/m ²)		-5675,870	-22564,480	-7146,030
	Nature de la section		SPT	SPT	SPT
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,72	1,18	1,36
	L _t		1,78	1,32	1,14
	d		0,89	1,32	1,14
	σ ₁		6959,58	0,00	0,00
	N ₁		1853,88	3360,06	682,95
N ₂		617,96	0,00	0,00	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		46,35	84,00	17,07
	A _{v2} /bande (cm ²)		15,45	0,00	0,00
	A _{vj} (cm ²)		31,56	31,56	20,92
	A _{vicorr} (cm ²)		11,21	16,71	9,54
	A (cm ²)	A _{vt1} = A _{v1} + A _{vicorr}	57,56	100,71	26,61
A _{vt2} = A _{v2} + A _{vicorr}		26,66	16,71	9,54	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		9,32	13,90	11,97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	62,82	53,40	27,70
		Bande 2	28,14	18,10	-
	Choix des barres	Bande 1	2x 8HA20	2x11HA20	2x9HA14
		Bande 2	2x6HA16	2x4HA12	-
	Espacement (cm)	Bande 1	10	8	12
Bande 2		12	16	-	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		16,09	12,02	9,24
	AH adopté (cm ²)		16,92	16,92	16,92
	choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	τ _b = 5MPa	τ _b	2,550	2,550	1,691
	2,26 Mpa	τ _u	1,822	1,822	1,208
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	5,431	3,544	1,825

➤ Voile P₅ :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
		hpoutre(m)		0,45	0,45
	hauteur etage (m)		4,25	3,06	3,06
	L (m)		5,50	5,50	5,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		1,10	1,10	1,10
	He		4,25	3,06	3,06
	h		3,80	2,61	2,61
Sollicitation de calcul	T(kN)		1800,050	1409,090	812,800
	N _{ser} (kN)		-4031,59	-2994,70	-1541,93
	Vu (kN)		2520,070	1972,726	1137,920
	σ _{max} (kN/m ²)		21514,420	-15115,740	-4895,070
	σ _{min} (kN/m ²)		-28300,780	9259,360	1901,690
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		3,12	3,41	3,96
	L _t		2,38	2,09	1,54
	d		1,19	1,04	1,54
	σ ₁		10757,210	4629,680	0,000
	N ₁		3832,85	1450,91	292,64
N ₂		1277,62	483,64	0,00	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		95,82	36,27	7,32
	A _{v2} /bande (cm ²)		31,94	12,09	0,00
	A _{vi} (cm ²)		69,30	54,25	31,29
	A _{vicorr} (cm ²)		14,97	10,30	8,76
	A (cm ²)	A _{vt1} =A _{v1} +A _{vicor}	110,79	46,58	16,07
A _{vt2} =A _{v2} +A _{vicor}		46,91	22,39	8,76	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		12,47	10,97	16,16
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		113,08	53,40	18,10
	A'v2 adopté (cm ²)		56,54	24,62	9,04
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x17HA20	2x9HA20	2x8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x9HA20	2x8HA14	2x4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	7	10	20
Bande 2		15	15	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		16,50	16,50	16,50
	AH adopté (cm ²)		16,92	16,92	16,92
	choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes		τ _b	2,546	1,993	1,149
	2,26 Mpa	τ _u	1,818	1,423	0,821
		σ _{bc}	3,369	2,555	1,335

➤ Voile P₆ :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)		4,25	3,06	3,06
	L (m)		4,48	4,48	4,48
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,896	0,896	0,896
	He		4,250	3,060	3,060
	H		3,80	2,61	2,61
Sollicitation de calcul	T(kN)		1733,610	1313,190	735,640
	N _{ser} (kN)		-4443,56	-3326,79	-1804,93
	Vu (kN)		2427,054	1838,466	1029,896
	σ _{max} (kN/m ²)		-200453,010	89682,750	-28367,900
	σ _{min} (kN/m ²)		190353,350	84178,470	24268,620
	Nature de la section		SPC	SET	SPC
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		2,30	0,00	2,41
	L _t		2,18	4,48	2,07
	D		0,94	1,12	0,99
	σ ₁		11925,961	4747,508	5758,241
	N ₁		3365,20	1240,68	1705,31
N ₂		1121,73	531,72	568,44	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		84,13	31,02	42,63
	A _{v2} /bande (cm ²)		28,04	13,29	14,21
	A _{vj} (cm ²)		66,74	50,56	28,32
	A _{vjcorr} (cm ²)		14,01	12,64	6,24
	A (cm ²)	98,14	43,66	48,87	100,52
42,06		25,93	20,45	37,86	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		9,88	11,76	10,37
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		44,24	49,24	53,40
	A'v2 adopté (cm ²)		27,70	21,54	40,22
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x11HA16	2x16HA14	2x16HA20
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x9HA14	2x8HA14	2x11HA16
	Espacement (cm)	Bande 1	8	7	7
Bande 2		10	15	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		16,09	13,44	13,44
	AH adopté (cm ²)		16,92	16,92	16,92
	choix de la section		11HA16	11HA16	11HA16
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	τ _b = 5MPa	τ _b	3,010	2,280	1,277
	2,26 Mpa	τ _u	2,150	1,628	0,912
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	4,477	3,436	1,897

➤ Voile P₇:

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,50	0,50	0,50
	hauteur etage (m)		4,25	3,06	3,06
	L (m)		3,00	3,00	3,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,6	0,6	0,6
	He		4,250	3,060	3,060
	h		3,75	2,56	2,56
Sollicitation de calcul	T(kN)		2622,990	1509,230	883,060
	N _{ser} (kN)		-5813,38	-4580,95	-2302,38
	Vu (kN)		3672,186	2112,922	1236,284
	σ _{max} (kN/m ²)		-62489,530	-48163,940	-15212,210
	σ _{min} (kN/m ²)		24595,070	23779,640	7083,980
	σs (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		2,15	2,01	2,05
	L _t		0,85	0,99	0,95
	d		0,85	0,99	0,95
	σ ₁		0,000	0,000	0,000
	N ₁		2083,90	2357,98	675,22
N ₂		0,00	0,00	0,00	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		52,10	58,95	16,88
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,00	0,00	0,00
	A _{vi} (cm ²)		100,99	58,11	34,00
	A _{vicorr} (cm ²)		28,52	19,21	10,80
	A (cm ²)	A _{vt1} =A _{v1} +A _{vicor}	80,62	78,16	27,68
A _{vt2} =A _{v2} +A _{vicor}		28,52	19,21	10,80	
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		8,90	10,41	10,01	
Armatures minimales	A'v1 adopté (cm ²)		81,66	81,66	27,70
	A'v2 adopté (cm ²)		40,85	10,77	11,30
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x11HA20	2x13HA20	2x3HA14
		Bande 2	2x8HA16	2x7HA14	2x5HA12
	espacement (cm)	Bande 1	7	7	10
Bande 2		10	15	20	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	AH /nappe (cm ²)		16,09	12,02	9,24
	AH adopté (cm ²)		16,92	16,92	16,92
	choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14
Armatures horizontales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Armatures transversales	τ _b		6,800	3,913	2,289
	2,26 Mpa	τ _u	4,857	2,795	1,635
		σ _{bc}	8,346	6,816	3,513

V.3.5 Les linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

V.3.5.1 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront donnés dans le fichier résultat.

V.3.6 Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :

V.3.6.1 Contraintes limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2x f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} \quad , \text{ avec : } \bar{V} = 1,4.V_U \text{ calculé}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

V.3.6.2 Ferrailage des linteaux :

$$\diamond \text{ Premier cas : } \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,06x f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

1) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

Ou : h : est la hauteur totale du linteau

$$A_t = \frac{M}{Z.f_e}$$

$$\text{Avec : } Z = h - 2d'$$

ou : h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4.V_U$).

2) Aciers transversaux :

• Premier sous cas :

Linteaux longs : $\left(\lambda_s = \frac{l}{h} > 1 \right) \square$

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$

Ou :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée de linteau

• Deuxième sous cas :

Linteaux longs : $\left(\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1 \right)$, avec $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V \cdot A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1, V_2)$

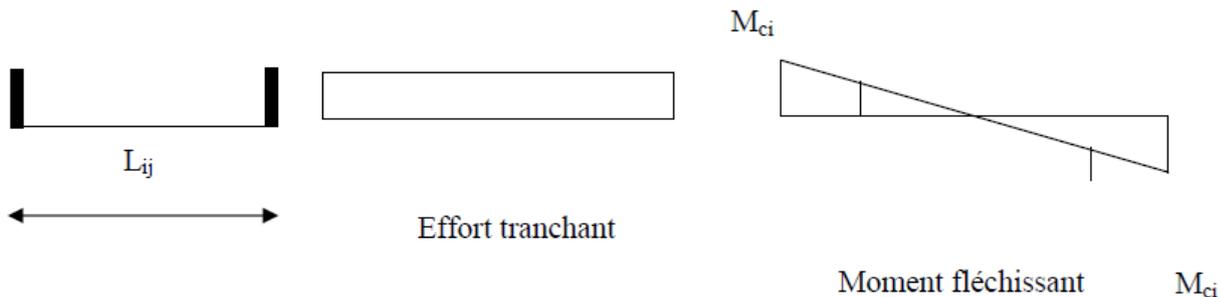
Ou :

$$V_1 = 2 \cdot V_U \text{ calculé}$$

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de

Portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

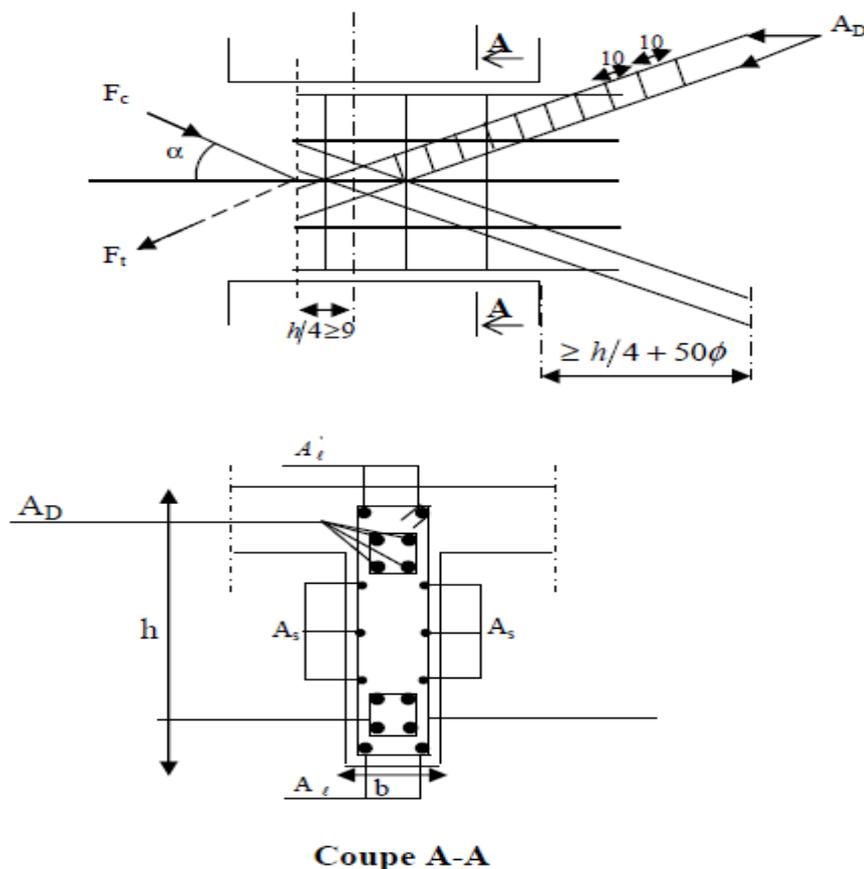


$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

- Deuxièmes cas : $\tau_b \geq 0,06 \cdot f_{c28}$:

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.



□ 3) Ferrailage minimal :

- Armatures longitudinales :

$$A, A' \geq 0,15\% \cdot b \cdot h$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0,15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{si } \tau_b > 0,025 \cdot f_{c28}$$

- **Armatures de diagonales :**

$$A_D \geq 0,15\% \cdot b \cdot h \quad \text{si } \tau_b > 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

- **Armature de peau :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou A_C , 2 nappes doivent être au total d'un minimum égale à 0,20% de la section verticale du linteau, $A_C = 0,20\% \cdot b$

4) Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 0,86 \text{ m}$$

$$l = 1,60 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \quad \text{avec: } V = 1,4 \times V_U \text{ calculé}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1927,06 \times 10}{86 \times 0,9 \times 20} = 17,42 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{condition non vérifiée}$$

- ❖ **Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :**

$$\tau_b = 17,42 \text{ MPa} > 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \quad \text{donc le ferraillage minimal qui sera adopté}$$

- **RPA 2003 :**

$$(A_{l,min} = A'_{l,min}) \geq 0,15\% \cdot e \cdot h = 0,15\% \times 20 \times 86 = 2,58 \text{ cm}^2$$

- **BAEL 91 :**

$$(A_{l,min} = A'_{l,min}) \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot e \cdot (h - c') = 0,23 \times \frac{2,1 \times 20 \times (86 - 3)}{400} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A'_l = 2,00 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales :

$$\tau_b = 17,42 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21,5 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 1 \text{ HA } 12 = 1,12 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures diagonales :

$$\tau = 17,42 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}, \quad \text{donc il sont nécessaires.}$$

$$A_D \geq 0,0015 \times 0,20 \times 0,86$$

$$A_D = 2,58 \text{ cm}$$

$$A_D = 2,58 \quad \text{soit } 12 \text{ HA } 12 = 4,522 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 20 \times 86 = 3,44 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 3,44 \text{ cm}^2, \quad \text{soit } 4 \text{ HA } 12 / \text{nappe} = 4,52 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{L}{4} + 50\phi = \frac{160}{4} + 50 \times 1,2 = 100 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_d = 100 \text{ cm}$$

5) Ferrailage des linteaux :

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	2,15	0,86	0,86
	l (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,20	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\zeta_b t$	5	5	5
	ζ_b (KN)	6,97	5,78	3,05
	Vu (KN)	1927,06	639,41	337,4
Ferrailage des linteaux	$\zeta_b t$	1,5	1,5	1,5
	ζ_b (KN)	6,97	5,78	3,05
	Al =Al' (cm ²)	5,12	2,00	2,00
	Al =Al' (adopté)	5,65	2,26	2,26
	Choix des barres	5HA12	3HA12	3HA12
	St(cm)	20	20	20
	At (cm ²)	1,00	1,00	1,00
	Choix des barres	1HA12	1HA12	1HA12
	St(cm)	20	20	20
	AD (cm ²)	6,10	2,58	2,58
	Choix des barres	4HA14	4HA12	4HA12
	A c (cm ²)	8,60	3,44	3,44
	Al =Al' (adopté)	9,23	4,52	4,52
	Choix des barres	6HA14	4HA12	4HA12

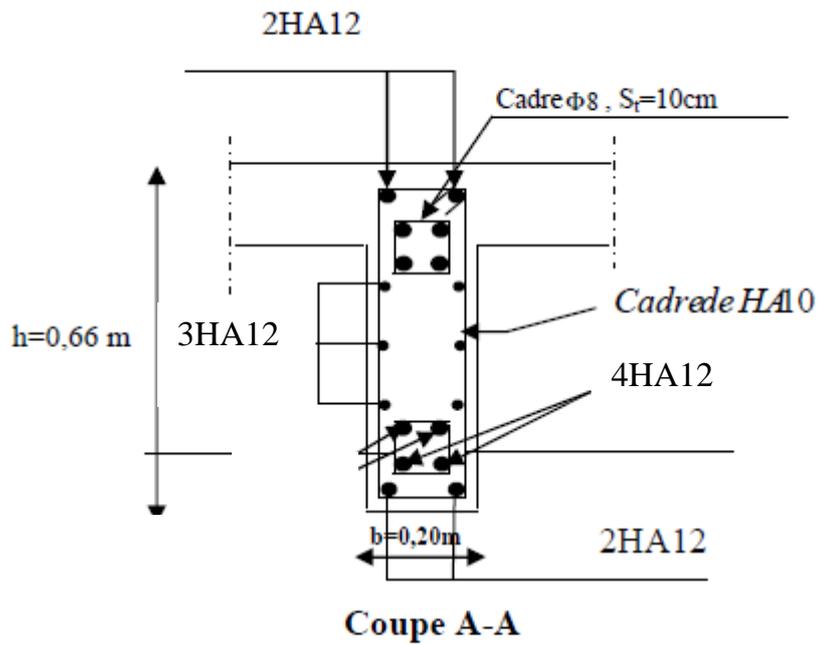
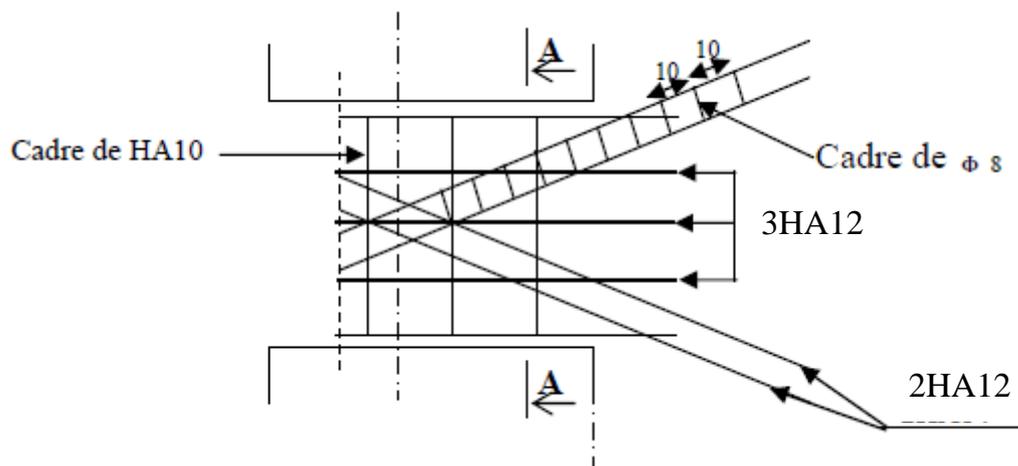


Figure.VII.4.1: ferrailage de linteau



Chapitre VI : études de l'infrastructure



VI Etude de l'infrastructure :

VI.1 Introduction :

Les fondations par définition sont un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol d'assise.

Cette transmission peut être directe dans le cas de fondations superficielles (semelles isolées ; semelles continues ; radier) ou par des éléments spéciaux (puits ; pieux).

Le choix du type de fondations à adopter dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et des charges de l'ouvrage. L'étude préalable du sol a donnée la valeur de la contrainte maximale admissible $\sigma_{sol} = 5$ bars.

VI.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VI.3 Dimensionnement des semelles (sous voiles, sous poteaux) :

VI.3.1 Semelles filantes sous voiles :

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{G + Q}{B \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 0.30 \text{ MPa}$

L : Longueur de la semelle sous voile.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B L} = \frac{G + Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
P1	1789,11	2,50	1,43	3,57
P2	1495,4	2,50	1,20	2,99
P7	1172,46	6,20	0,38	2,34
Total				8,90

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
P3	1089,5	2,50	0,87	2,18
P4	949,49	2,50	0,76	1,90
P5	942,09	5,50	0,34	1,88
P6	1174,49	4,48	0,52	2,35
Total				8,31

Tableau VI. 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 17,21 m²**.

VI.3.2 Dimensionnement de la semelle continue sous poteaux :

1) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2) Étape de calcul :

Détermination de la résultante des charges $\vec{R} = \sum \vec{N}_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\left(\frac{e}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

File 2:

Point	N _{ser} (KN)	e _i (m)	Nser.ei	M(KN.m)
16	1216,10	10,95	13316,30	28,964
17	4125,18	3,75	15469,43	33,245
18	3864,43	-2,45	-9467,85	2,431
19	2940,71	-6,95	-20437,93	6,594
20	1988,80	-10,95	-21777,36	38,331
	14135,22		-22897,43	109,565

On a :

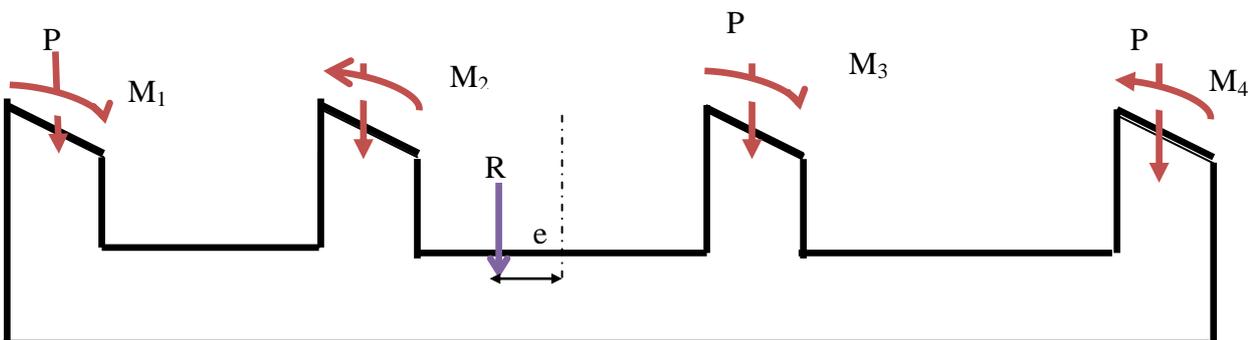
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{22897,43 + 109,565}{14135,22} = 1,62m$$

$$e = 0,35 < \frac{L}{6} = \frac{21,90}{6} = 3,65 \text{ m Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N = R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = q_{\min} = \frac{14135,22}{21,90} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,62}{21,90}\right) = 358,97 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N = R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = q_{\max} = \frac{14135,22}{21,90} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,62}{21,90}\right) = 931,91 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\left(\frac{e}{4}\right)} = \frac{N = R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = q_{\left(\frac{e}{4}\right)} = \frac{14135,22}{21,90} \times \left(1 + \frac{3 \times 1,62}{21,90}\right) = 920,56 \text{ KN / ml}$$



a) **Détermination de la largeur de la semelle B :**

$$B \geq \frac{q_{(1/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{920,56}{500} = 1,84m \text{ on prend } B = 2,00m$$

On aura donc, $S = (2,00 \times 21,90) = 43,80m^2$

$$S = (2,00 \times 22,37) = 44,74m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_t = (43,80 \times 5) + 44,74 = 263,74m^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est : $ST = SP + SV = 263,74 + 17,21 = 280,95 m^2$

La surface totale de la structure :

$$S_{st} = \left(\frac{26,01 + 21,43}{2} \right) \times 21,90 = 519,46 m^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{280,95}{519,46} = 0,54$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 54%

Conclusion :

La surface totale des semelles représente 54% de la surface totale du bâtiment

($S_s > 50 \% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour des **Radier général** comme fondations.

VI.4 Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

b) Selon la condition forfaitaire.

• **Sous voile :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 6,20 m \quad 77,50 cm \leq h_d \leq 124 cm$$

On prend $h = 100 cm$

• **Sous poteau :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{620}{20} = 31 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 35 \text{ cm}$

c) La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 65 \text{ cm}$

d) La nervure du radier doit avoir une base b_n avec :

$$0,4 \cdot h \leq b_n \leq 0,7 \cdot h$$

$$0,4 \times 65 \leq b_n \leq 0,7 \times 65$$

$$26 \leq b_n \leq 45,50$$

Soit : $b_n = 65 \text{ cm}$

d) La hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{max}}{40} \quad (\text{Reposant sur 4 appuis})$$

$$\frac{620}{50} \leq e_f \leq \frac{620}{40} = 12,40 \leq e_f \leq 15,50$$

Soit : $e_f = 14 \text{ cm}$

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.

$b = 65 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

$e_f = 14 \text{ cm}$ hauteur de la dalle flottante

VI.4.1 Détermination de la surface du radier :

$$A \text{ l'ELU} : S_{nec}^{ELU} \geq \frac{1.35 \times G + 1.5Q}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{1.35 \times 5361590 + 1.5 \times 1188881}{1.33 \times 500} = 135,66 \text{ m}^2$$

$$A \text{ l'ELS} : S_{nec}^{ELS} \geq \frac{G + N}{\sigma_{SOL}} = \frac{5361590 + 1188881}{500} = 131,01 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{nec}^{ELS} = 131,01 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 519,46 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} > S_{rad}$$

D'après le BAEL nous devons ajouter un débord minimal de largeur $L_{débord}$:

$$L_{débord} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\right) = \left(\frac{100}{2}, 30\right) = 50 \text{ cm}$$

h_n : La hauteur de la nervure

Donc le débord est de : 50 cm dans les 4 sens

$$\Rightarrow S_{radier} = S_{bat} + S_{débord} = 519,46 + (21,90 + 2 \times 26,01 + 22,37) \times 0,5 = 567,605 \text{ m}^2$$

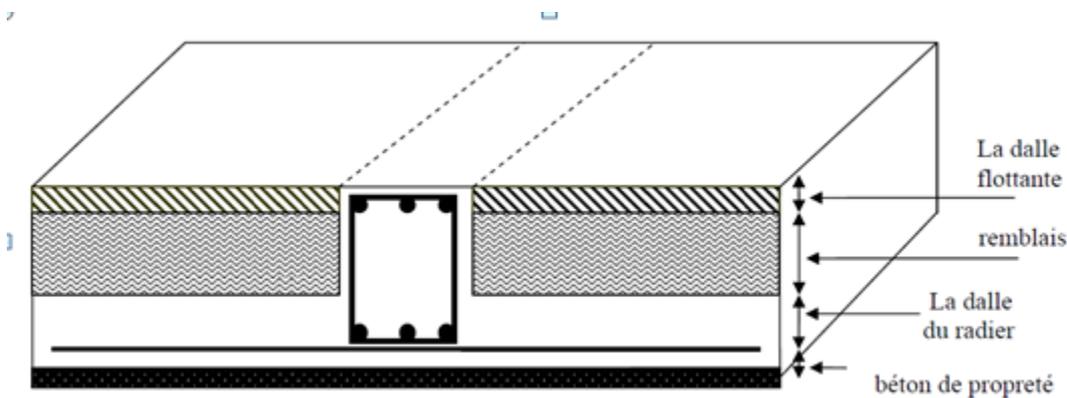


Figure VI.1 : coupe verticale du radier

-Charge permanente : $G = 53615,90 \text{ KN}$

$P_{rad} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures} + \text{poids du remblai} + \text{poids de la dalle flottante.}$

-Poids de la dalle : $g1 = (S_{rad} \times h_d \times \rho) = 567,605 \times 0,35 \times 25 = 4966,54 \text{ KN}$

-Poids des nervures : $g2 = (b \times (h_n - h_d) \times \rho \times L \times m)$

-m,n: nombre de portiques dans le sens considéré

-m(sens xx')=4

-n(sens yy')=5

$g2 = (0,65 \times (1,00 - 0,35) \times 25 \times 21,90 \times 6) + (0,65 \times (1,00 - 0,35) \times 25 \times 26,01 \times 5) = 2761,56 \text{ KN}$

-Poids du TVO: $g3 = P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_{dalle}) \times \rho$

$$S_{ner} = \frac{\text{Poids des nervures : } g2}{L_{débord} \times \rho} = \frac{2761,56}{0,5 \times 25} = 220,92 \text{ m}^2$$

$g3 = P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_{dalle}) \times \rho$

$g3 = (567,605 - 220,92) \times (1,00 - 0,35) \times 25 = 5633,63 \text{ KN}$

-Poids de la dalle flottante : $g_4 = (S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho) = (567,605 \times 0,14 \times 25) = 1986,62 \text{ KN}$

$\text{Prad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 4966,54 + 2761,56 + 5633,63 + 1986,62 = 15348,35 \text{ KN}$

$G_t =$ poids du radier + poids de la structure :

$G_t = 15348,35 + 58008,30 = 73356,65 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation :

Surcharge de bâtiment : $Q = 11888,81 \text{ KN}$

Le radier c'est un parking $Q = 2.5$ (**art 7.1 D.T.U 2.2**)

Surcharge du radier : $Q = 2.5 \times 567,605 = 1419,01 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = 11888,81 + 1419,01 = 13307,82 \text{ KN}$

VI.4.2 Combinaison d'actions :

A P'ELU : $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \times 73356,65 + 1.5 \times 13307,82 = 118993,21 \text{ KN}$

A P'ELS : $N_s = G + Q = 73356,65 + 13307,82 = 86664,47 \text{ KN}$

VI.4.3 Vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$b = 100 \text{cm}$; $d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 35 = 27 \text{cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{118993,21 \times 1}{567,605} \times \frac{6,20}{2} = 649,88 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{649,88 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.40 \text{MPa} \leq 2.5 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de la stabilité du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.61 \text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.72 \text{m}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = bh^3 / 12 = 15962.26 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = h b^3 / 12 = 41593.18 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

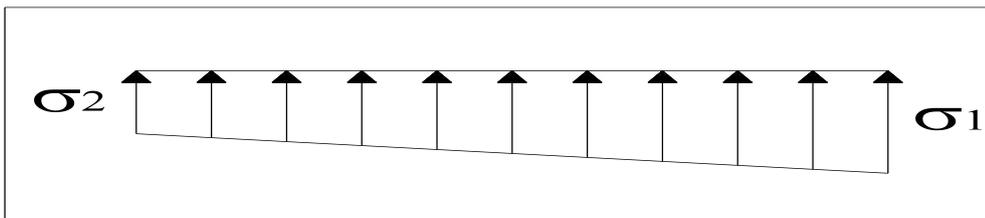
Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



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 :**

$$M_x = 115695,769 + 4468,39 \times 1,00 = 120164,159 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{118993,21}{567,605} + \frac{120164,159}{28292,56} \times 10,87 = 255,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{118993,21}{567,605} - \frac{120164,159}{28292,56} \times 10,87 = 163,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 255,81 + 163,47}{4} = 232,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 500 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $\Rightarrow \sigma_m = 232,72 < 1.33\sigma_{sol} = 665$ (Condition vérifiée)

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{86664,47}{567,605} + \frac{120164,159}{28292,56} \times 10,87 = 198,85 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{86664,47}{567,605} - \frac{120164,159}{28292,56} \times 10,87 = 106,52 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 198,85 + 106,52}{4} = 175,77 \text{KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 500 \text{KN/m}^2$$

- **Sens transversal :**

$$M_y = 115214,096 + 4451,49 \times 1,00 = 119665,59 \text{KN.m}$$

$$M_Y = 100443,596 + 4061,98 \times 1,2 = 105317,97 \text{KN.m}$$

A P'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{118993,21}{567,605} + \frac{119665,59}{21833,10} \times 12,19 = 276,45 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{118993,21}{567,605} - \frac{119665,59}{21833,10} \times 12,19 = 142,83 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 276,45 + 142,83}{4} = 243,04 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 665 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{86664,47}{567,605} + \frac{119665,59}{21833,10} \times 12,19 = 219,50 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{86664,47}{567,605} - \frac{119665,59}{21833,10} \times 12,19 = 85,87 \text{KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 219,50 + 85,87}{4} = 186,09 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 665 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification à l'effort sous pression :

La vérification du radier sous l'effet de la sous pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer de non soulèvement bâtiment sous l'effet de cette dernière. On doit vérifier la condition suivante : $P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$

P : poids total du bâtiment à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma=10\text{KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 1,00 \text{ m}$

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$P = G + \text{Gradier} = 15348,35 + 58008,30 = 73356,65 \text{ KN}$

$P = 73356,65 \text{ KN} \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 567,605 \times 10 \times 1,00 = 8514,08 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

d) Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

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).

e) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

Remarque :

Vu que la longueur des débords égale à 60cm, les armatures de la dalle seront largement Supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les Armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

f) Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91.

Le calcul se fait en deux étapes :

1) Ferrailage de la dalle : 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 :

$$q_U = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 232,72 - \frac{15348,35}{567,605} = 205,68 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 186,09 - \frac{15348,35}{567,605} = 159,05 \text{ kN/m}^2.$$

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

g) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

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 :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

X.6.1. Identification du panneau le plus sollicité :

III .6 .4 pré dimensionnement du panneau le plus sollicité :

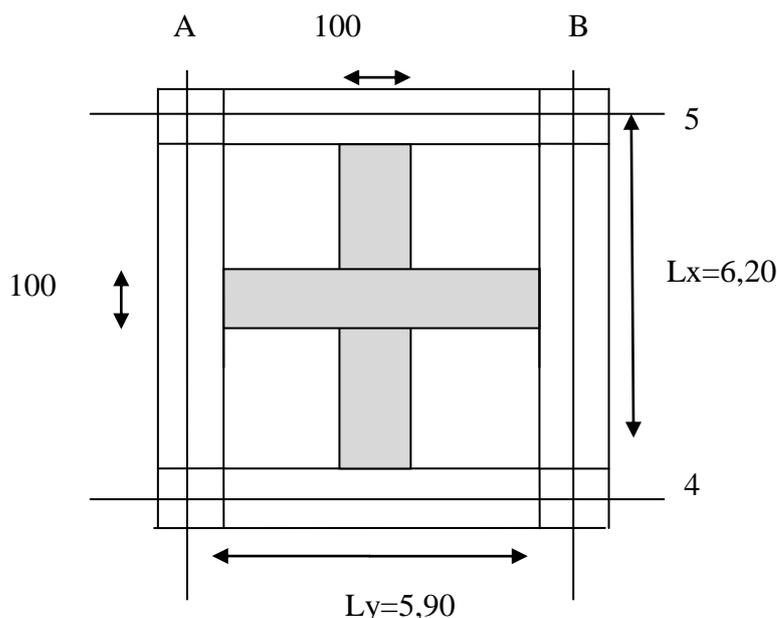


Figure VI.2 : Dimensions du panneau de dalle.

$$\nu = 0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,90}{6,20} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

VI.5 Calcul des armatures à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0410 \times 205,68 \times 5,90^2 = 293,55 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,888 \times 293,55 = 260,67 \text{ KNm}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres 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) en travées.

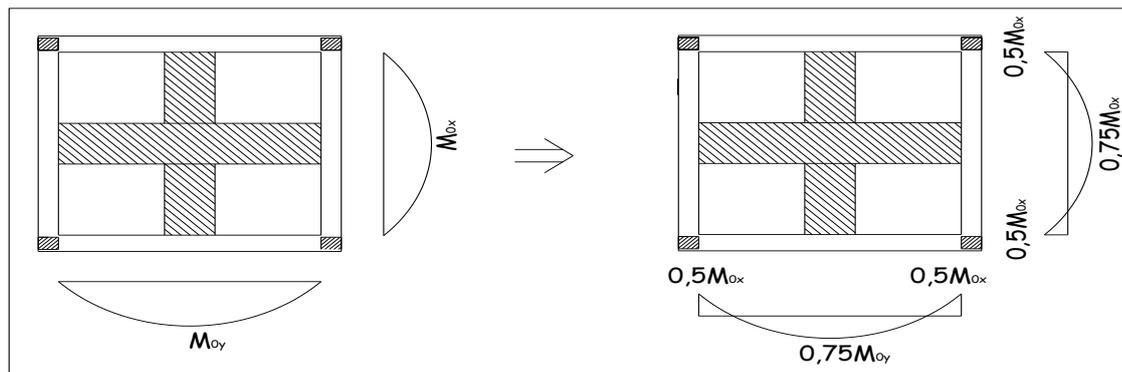


Figure VI.3 : Moments isostatiques et moments après prise en compte de la continuité du panneau.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous :

Sens	Mu(KN.m)	Mreduit(KN.m)	b (m)	d (m)	μb	β	As(cm ²)	A.adp(cm ²)	St(cm)	
X-X	Appuis	293,55	146,78	1,00	0,32	0,101	0,946	13,93	7HA16=14,06	12,5
	Travée		220,16	1,00	0,32	0,152	0,917	21,56	7HA16+6HA14 chapeau=22,11	12,5
Y-Y	Appuis	260,67	130,34	1,00	0,32	0,090	0,953	12,28	7HA16=14,06	12,5
	Travée		195,50	1,00	0,32	0,135	0,927	18,94	7HA16+5HA14 chapeau=20,09	12,5

Tableau VI.3 : Ferrailage du panneau le plus sollicité :

VI.6 Vérification à l'ELU:

a. Condition de non fragilité :

a.1. Armatures parallèles à L_x :

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{I_x}{I_y}$$

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.

W_0 : Taux d'aciers minimal.

$$W_0 = 0.8 \text{ ‰ pour les HA de nuance feE400.}$$

a.2. Armatures parallèles à L_y

$$W_y = \frac{A_{\min}}{b d} \geq W_0$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times W_0 = 100 \times 32 \times 0.0008 = 2,56 \text{ cm}^2 .$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b. Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Direction la plus sollicitée: $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

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)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

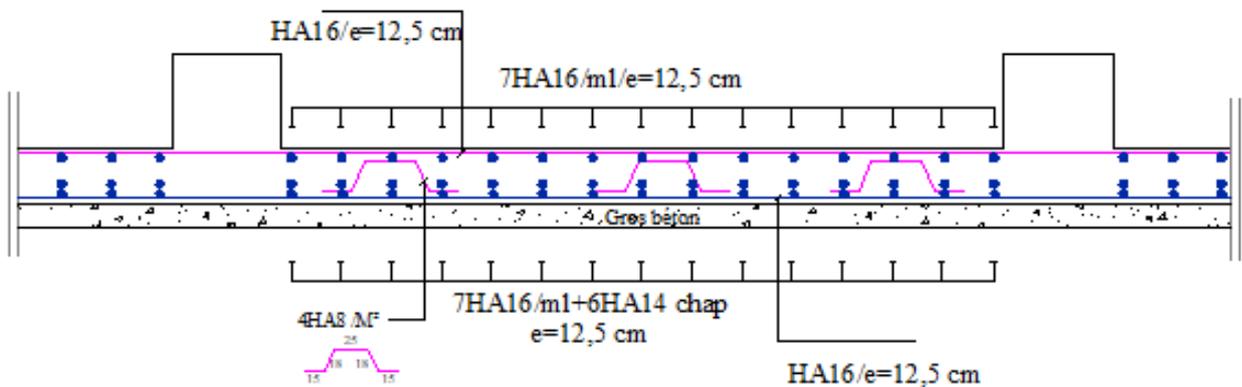
$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{205,68 \times 6,20}{2} = 637,61 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{637,61 \times 10^3}{1000 \times 320} = 1,99 \text{ MPa}$$

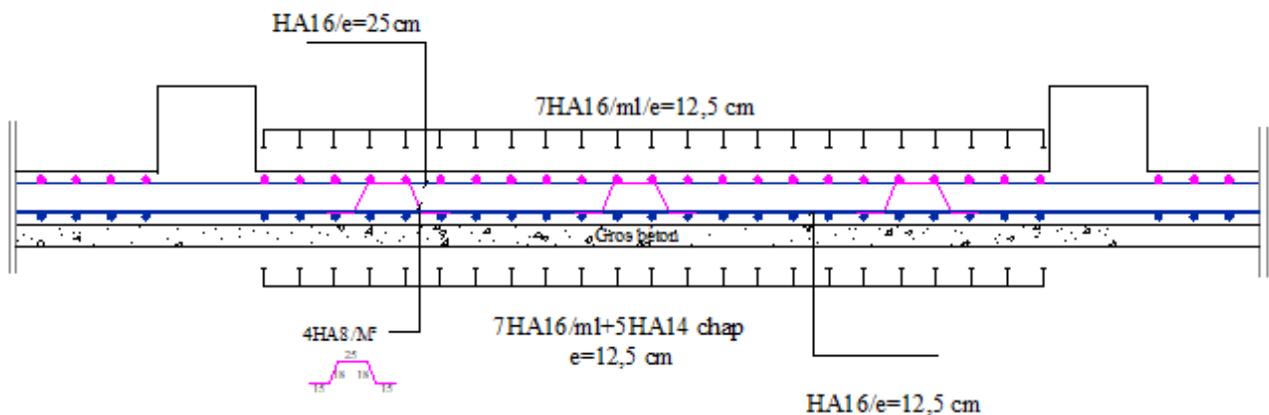
$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$



Ferrailage tablier (sens longitudinal)



Ferrailage tablier (Sens transversal)

VI.7 Ferrailage des nervures :

Elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

VI.7.1 Sollicitation de calcul :

$$q_U = 205,68 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 159,05 \text{ kN/m}^2$$

Remarques

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

VI.7.2 Schéma statique de calcul :

Remarque :

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal

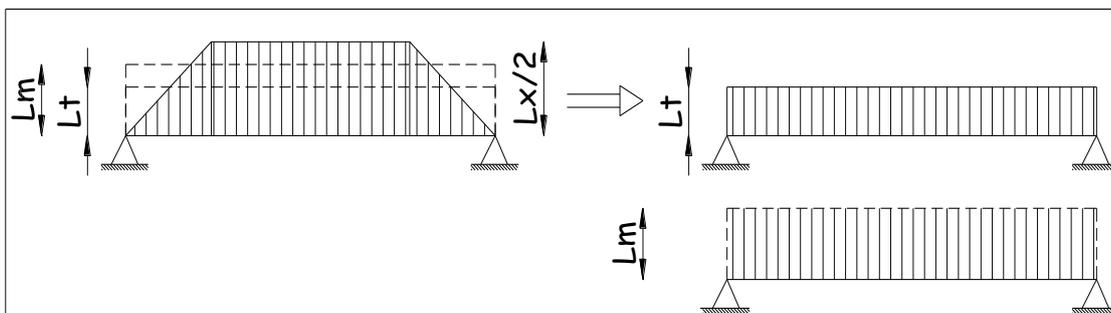


Figure VI.4 : Présentation des chargements simplifiés.

• Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

a. Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots \dots \text{ (E)}$$

- **Cas de chargement triangulaire :**

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- **Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur Lt) :**

$$\Rightarrow Lt = 0.25 \times L_x$$

- b. Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur Lm) :**

$$\Rightarrow Lm = 0.333 \times L_x$$

VI.7.3 Calcul des charges :

1) Sens longitudinal

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux :

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	Lm [m]	Lt [m]	q_u [kN/m ²]	qs [kN/m]
A-B	6,20	5,5	0,89	2,29	1,88	205,68	159,05
	6,20	5,55	0,90	2,27	1,86	205,68	159,05
B-C	6,20	5,5	0,89	2,29	1,88	205,68	159,05
	6,20	5,55	0,90	2,27	1,86	205,68	159,05
C-D	4,50	5,5	0,82	1,75	1,50	205,68	159,05
	4,50	5,55	0,81	1,76	1,51	205,68	159,05
D-E	5,00	5,5	0,91	1,81	1,47	205,68	159,05
	5,00	5,55	0,90	1,82	1,49	205,68	159,05

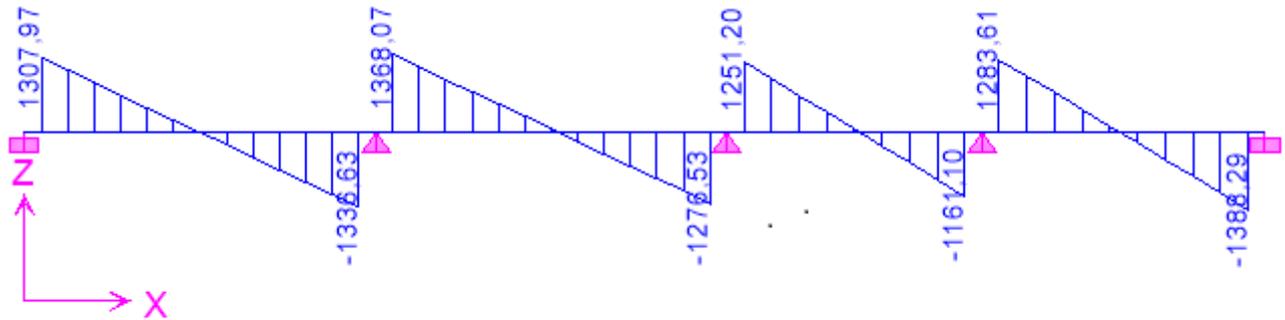
Tableau VI.5 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

Travée	Travée	Q_{um} [kN/m]	ΣQ_{um} [kN/m]	Q_{sm} [kN/m]	ΣQ_{sm} [kN/m]	Q_{ut} [kN/m]	ΣQ_{ut} [kN/m]	Q_{st} [kN/m]
A-B	470,35	937,65	363,72	725,08	386,73	768,87	299,05	594,56
	467,30		361,36		382,15		295,51	
B-C	470,35	937,65	363,72	725,08	386,73	768,87	299,05	594,56
	467,30		361,36		382,15		295,51	
C-D	359,52	720,88	278,01	557,45	307,88	618,54	238,08	478,31
	361,37		279,44		310,66		240,23	
D-E	372,55	747,64	288,09	578,14	301,72	607,25	233,32	469,58
	375,09		290,05		305,53		236,26	

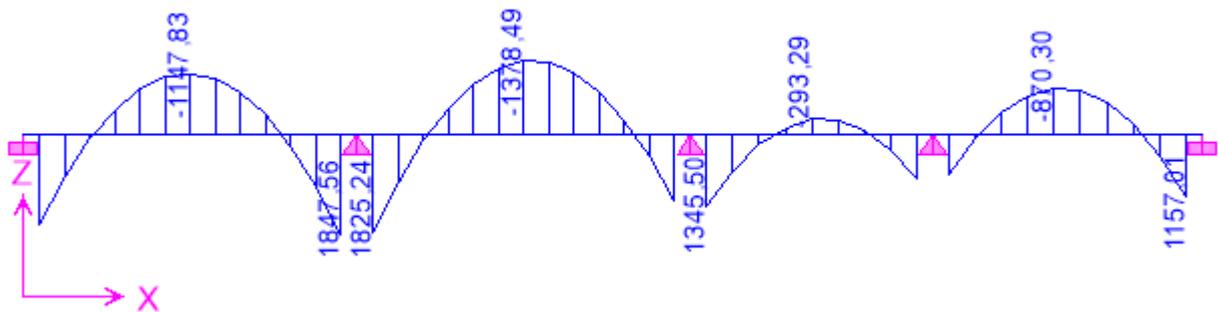
- **Détermination des moments fléchissant**

Pour le calcul moments fléchissant, on utilise le programme ETBAS

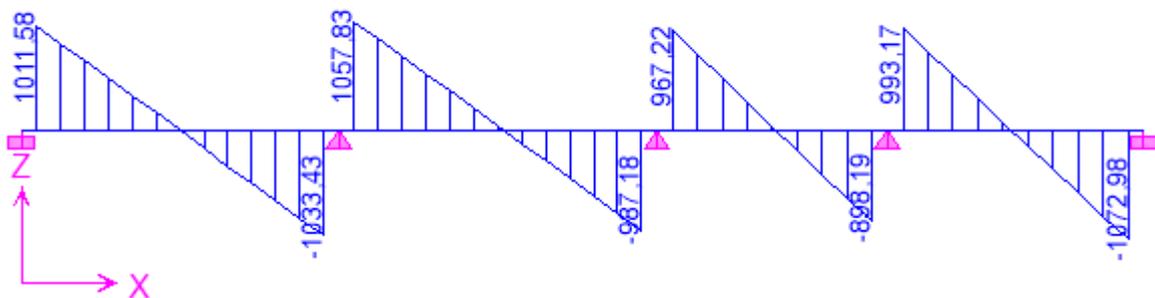
- ❖ **Diagramme des efforts tranchants ELU :**



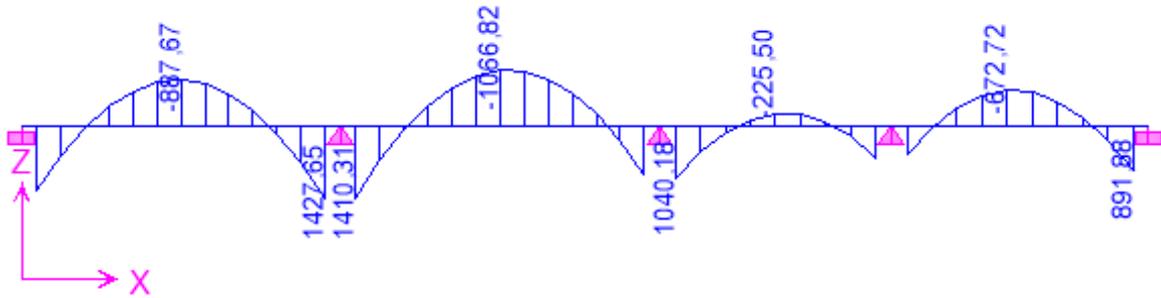
- ❖ **Diagramme des moments fléchissant à ELU :**



- ❖ **Diagramme des efforts tranchants ELS :**



❖ Diagramme des moments fléchissant ELS :



2) Sens transversal :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	L_m [m]	L_t [m]	q_u [kN/m ²]	q_s [kN/m]
1-2	6,20	5,55	0,90	2,27	1,86	205,68	159,05
	6,20	5,55	0,90	2,27	1,86	205,68	159,05
2-3	6,20	5,50	0,89	2,29	1,88	205,68	159,05
	6,20	5,50	0,89	2,29	1,88	205,68	159,05
3-4	6,20	4,48	0,72	2,56	2,29	205,68	159,05
	6,20	4,48	0,72	2,56	2,29	205,68	159,05
4-5	6,20	5,90	0,95	2,16	1,70	205,68	159,05
	6,20	5,90	0,95	2,16	1,70	205,68	159,05
5-6	6,20	4,58	0,74	2,54	2,25	205,68	159,05
	6,20	4,58	0,74	2,54	2,25	205,68	159,05

Tableau VI.6 : Valeurs de calcul des charges des panneaux :

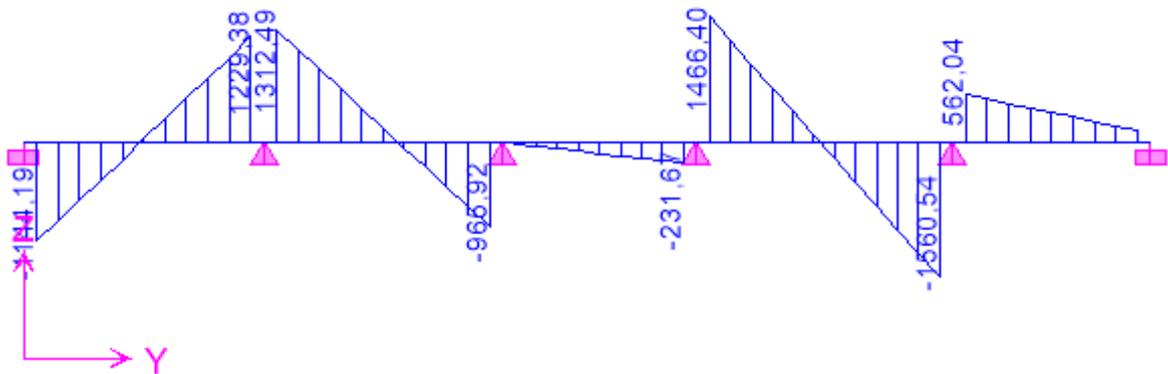
Travée	Q_{um} [kN/m]	ΣQ_{um} [kN/m]	Q_{sm} [kN/m]	ΣQ_{sm} [kN/m]	Q_{ut} [kN/m]	ΣQ_{ut} [kN/m]	Q_{st} [kN/m]	ΣQ_{st} [kN/m]
1-2	467,30	934,60	361,36	722,72	382,15	764,29	295,51	591,02
	467,30		361,36		382,15		295,51	
2-3	470,35	940,71	363,72	727,44	386,73	773,46	299,05	598,10
	470,35		363,72		386,73		299,05	
3-4	526,64	1053,28	407,24	814,49	471,15	942,31	364,34	728,67
	526,64		407,24		471,15		364,34	
4-5	445,14	890,28	344,22	688,45	348,91	697,82	269,81	539,62
	445,14		344,22		348,91		269,81	
5-6	521,63	1043,26	403,37	806,74	463,64	927,28	358,53	717,05
	521,63		403,37		463,64		358,53	

Tableau VI.7 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

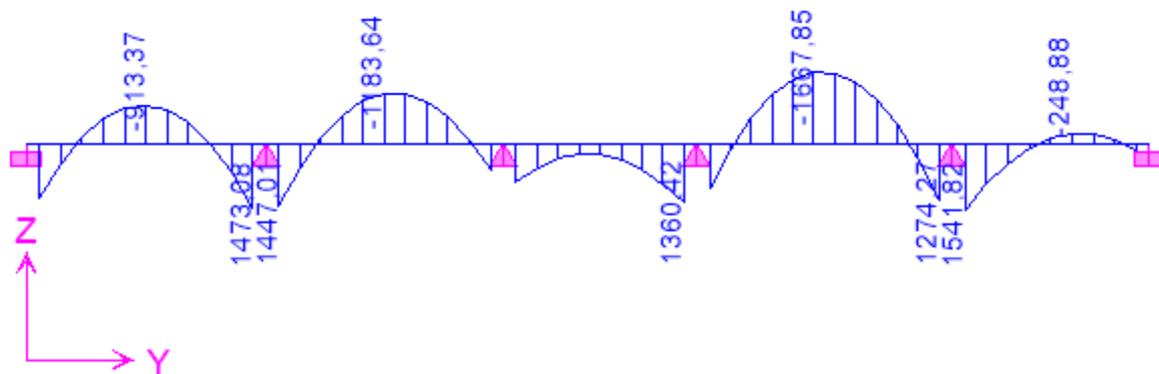
• Détermination des moments fléchissant :

Pour le calcul moments fléchissant, on utilise le programme ETABS :

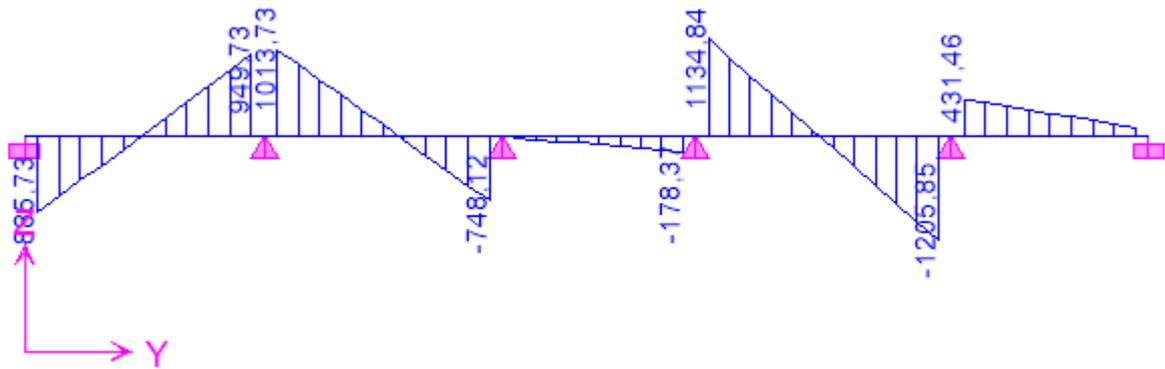
❖ Diagramme des efforts tranchants ELU :



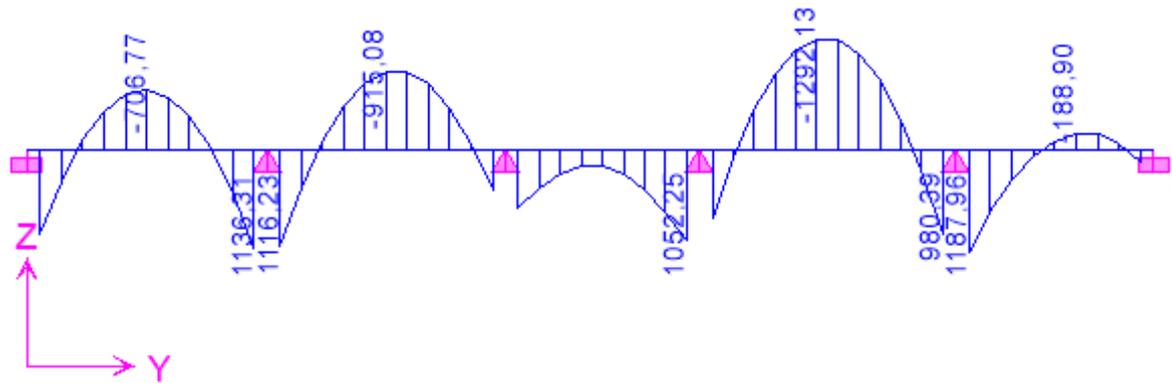
❖ Diagrammes des moments fléchissant ELU :



❖ Diagramme des efforts tranchants ELS:



❖ Diagrammes des moments fléchissant et ELS :



VI.7.4 Détermination des sections d'armatures des nervures :

$b = 60\text{cm}$; $d = h - c = 117\text{cm}$;

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1847,56	1427,65	1541,82	1187,96
M_{tmax} (KN.m)	1378,49	1066,82	1667,85	1292,13
T_{max} (KN)	1388,29	1072,98	1560,54	1205,85

- Sens longitudinal :

appui travée	M_u (kN.m)	μ	μ_l	Obs	β	A (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Appuis	1847,56	0,213	0.392	S.S.A	0,878	62,34	13HA25=63,23
Travée	1378,49	0,159	0.392	S.S.A	0,913	44,73	10HA25=49,10

Tableau VI.8 : Calcul des armatures de la nervure.

- Sens transversal :

Tableau VI.9 : Calcul des armatures de la nervure.

appui travée	M_u (kN.m)	μ	μ_l	Obs	β	A (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Appuis	1541,82	0,178	0.392	S.S.A	0,901	50,69	11HA25=54,01
Travée	1667,85	0,193	0.392	S.S.A	0,891	55,45	12HA25=58,92

VI.7.5 Armature transversal :

- Espacement des armatures :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L}{3} = \frac{25}{3} = 8,33\text{mm}$$

Soit $\varphi_t = 10\text{mm}$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2,5 \right\} = \min \left\{ 25\text{cm}; 30\text{cm} \right\} = 25\text{cm}$$

On adopte $s_t=10\text{cm}$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 15\text{cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

- **En zone nodale :** $A_{min} = 0,003 St b = 0,003 \times 10 \times 65 = 1,95 cm^2$

- **En zone courante :** $A_{min} = 0,003 St b = 0,003 \times 15 \times 65 = 2,92 cm^2$

Soit : deux cadres soit de $10 = 4HA10 = 3,14 cm^2$ **Condition vérifié**

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3cm^2/ml$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 cm^2 / 1,00 ml \times 1 = 3,00 cm^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

VI.8 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (B.A.E.L.91.articlé :A.4.2)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 97 \times 2,1}{400} = 7,61 cm^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.articlé :A.5.1,211)**

Sens longitudinal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 1388,29$ kN

$$\tau_u = \frac{1388,29 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,97} = 2,20 MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,13 f_{c28} ; 4 MPa \right\} \text{ et } \min \left\{ 0,25 ; 4 MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = 2,20 < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Sens transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 1560,54$ kN

$$\tau_u = \frac{1560,54 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,97} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ 0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{et} \quad \min \left\{ 0,25; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,47 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VI.9 Vérification à l'ELS :

- **Sens longitudinal :**

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

$$M_{a \max} = 1427,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 1066,82 \text{ KN.m}$$

- **Sens transversal :**

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

$$M_{a \max} = 1187,96 \text{ KN.m} \quad M_{t \max} = 1292,13 \text{ KN.m}$$

-Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

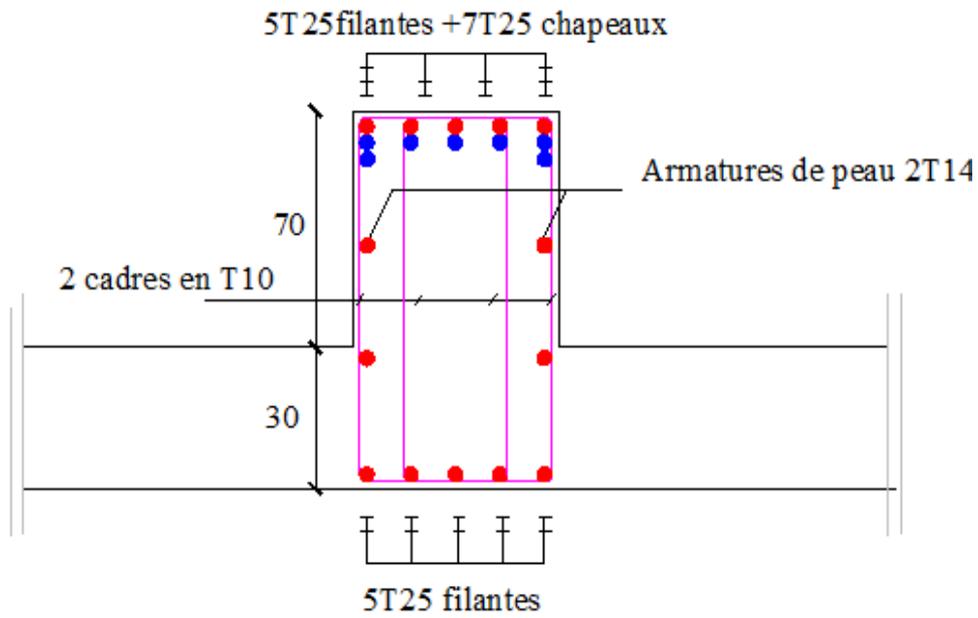
-Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

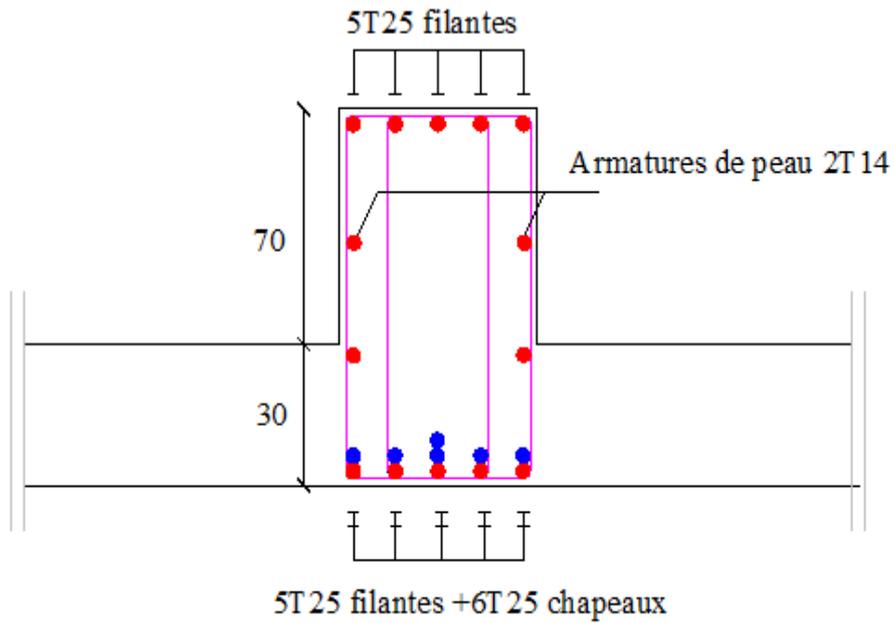
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	63,23	982.24	251,60	348	8,34	15	Cv
	Travée	49,10	538.36	241,90	348	7,24	15	Cv
yy	Appuis	54,01	1519.1	245,00	348	7,63	15	Cv
	Travée	58,92	801.38	244,30	348	7,88	15	Cv

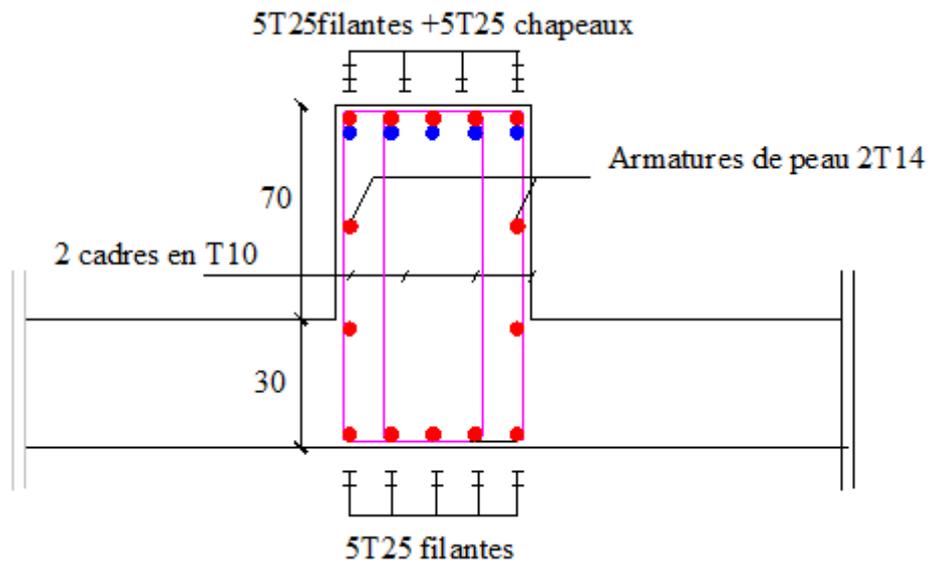
Tableau VI.10 :: Vérification des contraintes à l'ELS



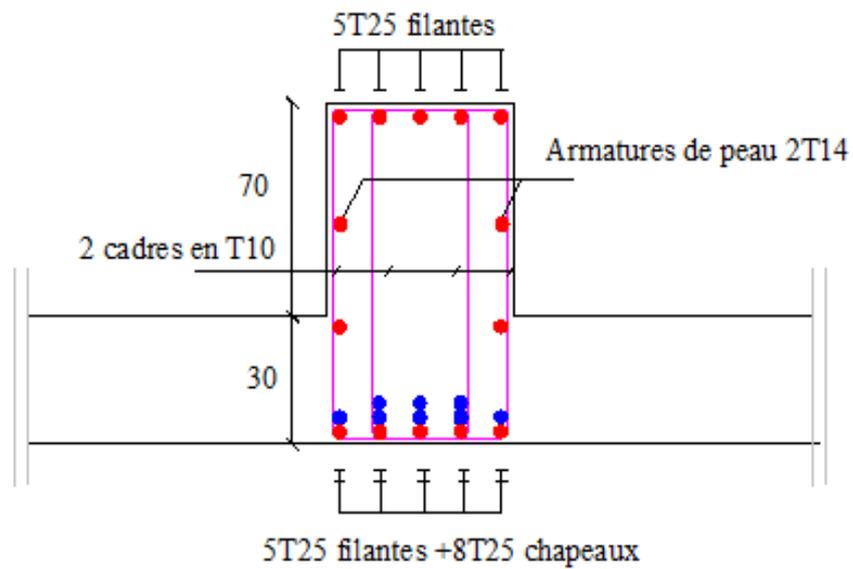
Coupe en travée axe B



Coupe aux appuis axe B



Coupe en travée axe 2



Coupe aux appuis axe 2

Chapitre VII:

Etude du Voile périphérique



VII Etude du voile périphérique :

VII.1 Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.2 Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 20 cm.

On opte pour épaisseur de 20 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 19^\circ$$

$$C = 80 \text{ KPa}$$

Calcul des sollicitations :

- ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,713 \times 10 = 10,69 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2,72 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,713 \times (1,35 \times 17 \times 2,72 + 1,5 \times 10) = 55,20 \text{ KN/m}^2$$

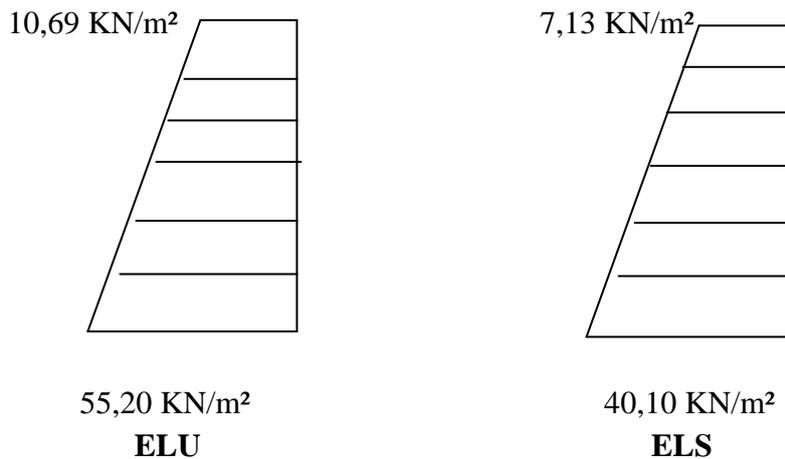
- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,713 \times 10 = 7,13 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2,72 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,713(10 + 17 \times 2,72) = 40,10 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 55,20 + 10,69}{4} = 44,07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 40,10 + 7,13}{4} = 31,86 \text{ KN/ml}$$

VII.3 Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

a) Identification des panneaux :

$$l_x = 2,72 \text{ m}$$

$$l_y = 5,60 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,72}{5,60} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

• **ELU :**

$$\varphi = 0,49 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,096 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,096 \times 44,07 \times 2,72^2 = 31,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,250 \times 31,30 = 7,83 \text{ KN.m}$$

b) Correction des moments :- **Sens xx :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 31,30 = 15,65 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 31,30 = 23,48 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 7,83 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 7,83 = 5,87 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

$$M_{0x} = 0,0993 \times 31,86 \times 2,72^2 = 23,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,365 \times 23,41 = 8,54 \text{ KN.m}$$

c) Correction des moments :- **Sens xx :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 23,41 = 11,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 23,41 = 17,56 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 8,54 = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 8,54 = 6,41 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	15,65	0,038	0,392	SSA	0,981	2,70	2,00	5HA12 5,65	20
	Travée	23,48	0,057	0,392	SSA	0,97	4,09	2,00	5HA12 5,65	20
yy	Appuis	3,92	0,010	0,392	SSA	0,995	0,67	2,00	5HA12 5,65	20
	travée	5,87	0,014	0,392	SSA	0,993	1,00	2,00	5HA12 5,65	20

3. Détermination des moments :

- **Travée :**

$$AH = \frac{As}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 5HA10/ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Appuis :**

$$AH = \frac{As}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 5HA10/ml = 3,93 \text{ cm}^2$$

VII.4 Vérification à l'ELU :

VII.4.1 Espacement des armatures :

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

Armatures principales $S_t < \min\{3xh; 33\text{cm}\}$

Dans le sens XX : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ *condition vérifiée*

Dans le sens YY : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ *condition vérifiée*

VII.4.2 Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL 91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \longrightarrow A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$\longrightarrow A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx : $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ *condition vérifiée*

Dans le sens yy : $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ *condition vérifiée*

VII.4.3 Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.4.6.1 ,23/BAEL 91) :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Pour les $\emptyset 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$ on prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\emptyset 12$: $0.4l_s = 18$ cm

VII.4.4 Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \Phi_t \leq \min\left(\frac{1000}{35}, 12\text{mm}, \frac{200}{10}\right) \min(28,57 \text{ mm}; 12\text{mm}; 20 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VII.5 vérification à l'ELS :

VII.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3,2/BAEL 91) :

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2x f_{te}}{3}; \max\left\{0,5x f_{te}; 100x\sqrt{1,6x f_{tj}}\right\}\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2x 400}{3}; \max\left\{0,5x 400; 100x\sqrt{1,6x 2,1}\right\}\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266,7; \max\{200; 1201,63\}\} = 201,63 \text{ MPa}$$

VII.5.2 Etat limite de compression de béton (Art.A.5.3,2/BAEL 91) :

- Sens xx :

• Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100x 23,41}{100x 17} = 1,38 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 16,79 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,06 \\ \beta = 0,843 \end{array} \right.$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s x \beta x d} = \frac{8,54x 10^3}{5,65x 0,843x 17} = 105,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = Kx\sigma_s = 0,06 \times 105,47 = 6,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.5.3 Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

Avec :

h : hauteur totale (20 cm).

L : portée entre nus d'appuis

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

- **Sens xx:**

$$M_t = 17,56 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 31,86 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{31,86 \times 2,72^2}{8} = 29,46 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0,2 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0,2 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17,56}{10 \times 29,46} = 0,059$$

condition vérifiée

$$\frac{A_s}{bxd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

condition vérifiée

- **Sens yy :**

$$M_t = 6,41 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 31,86 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{31,86 x 5,60^2}{8} = 124,90 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0,2 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,2 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{6,41}{10 x 124,90} = 0,005 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b x d} = \frac{5,65}{100 x 17} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.5.4 Contrainte tangentielle (Art.A.5.1,21/BAEL 91) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$T_x = 31,86 x 5,60 = 178,41\text{KN}$$

$$T_y = 31,86 x 2,72 = 86,66\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{178,41 x 1000}{1000 x 170} = 1,05 \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.5.5 Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis : (art A.5.1.313/BAEL91)

1) Influence sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2xV_u}{b x 0,9x d} \leq \frac{0,85x f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

- Sens xx:

$$\sigma_{bc} = \frac{2x178,41}{100x0,9x17} = 0,23 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Sens yy:

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 86,66}{100 \times 0,9 \times 17} = 0,11 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

1. Recommandations du RPA :

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)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

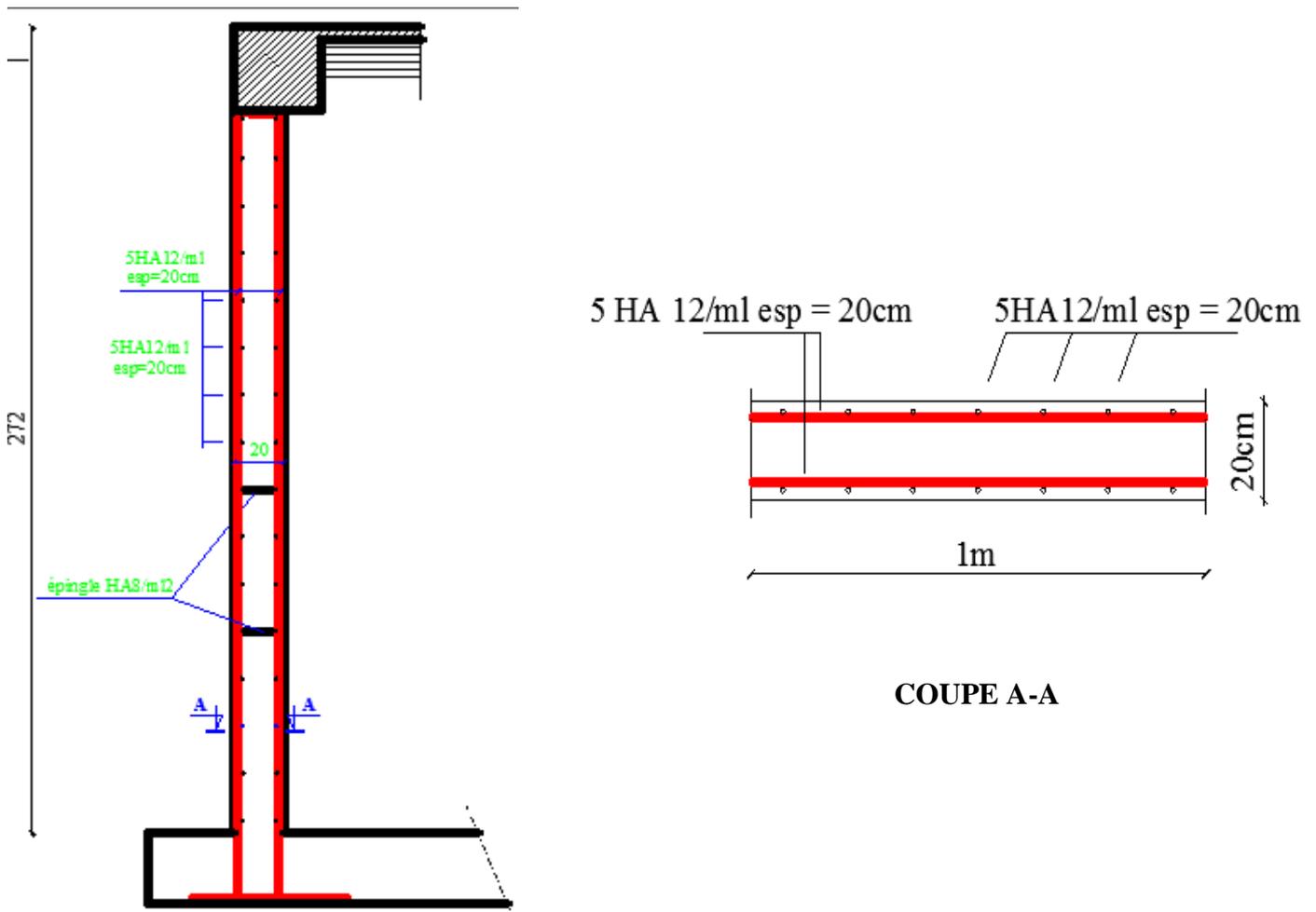


Fig.10.12 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion



Conclusion Générale

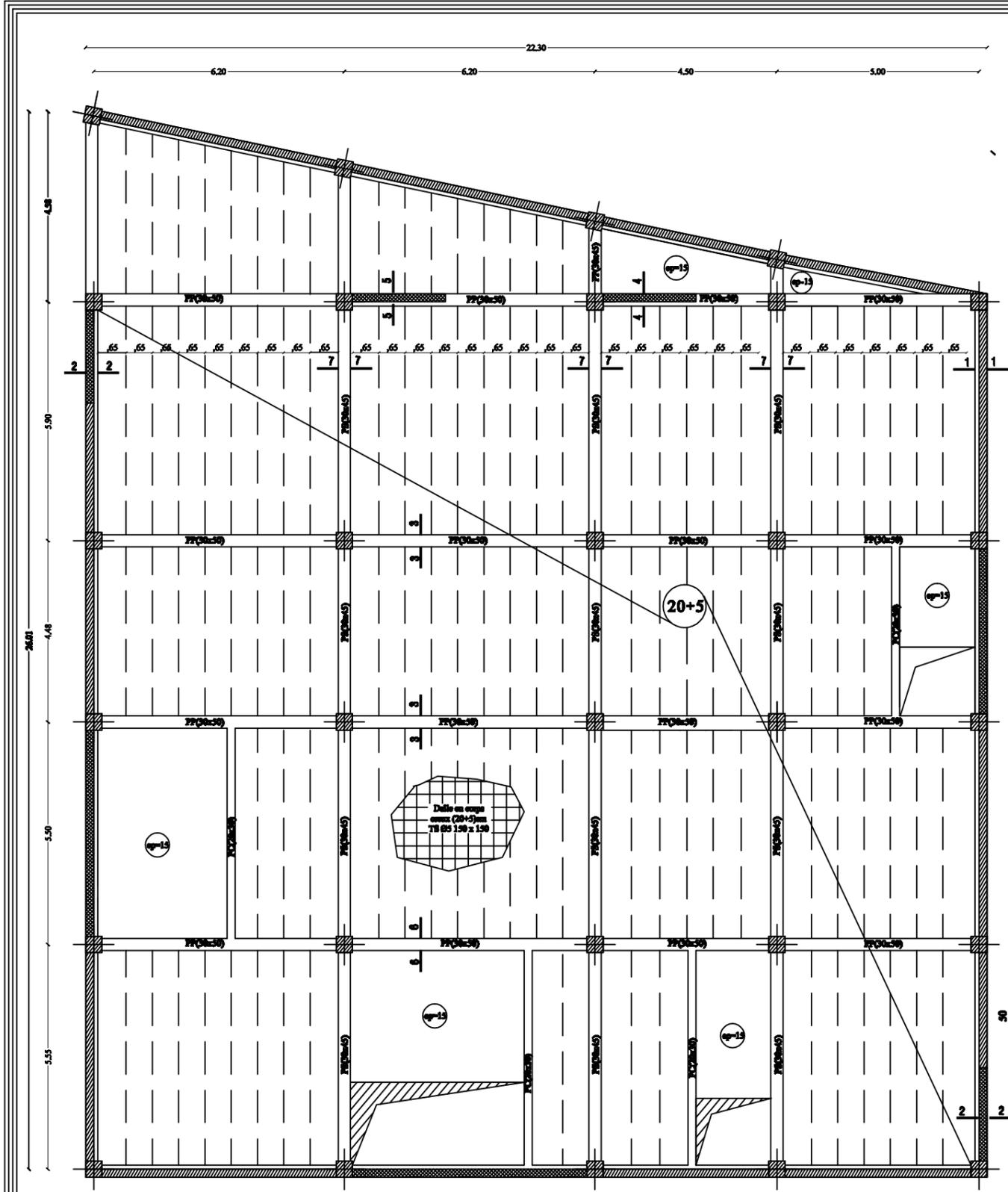
Ce travail nous a permis de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, la conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

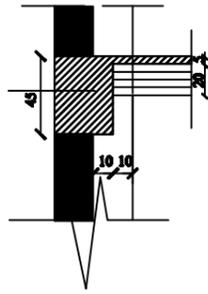
Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus prépondérant est le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes.

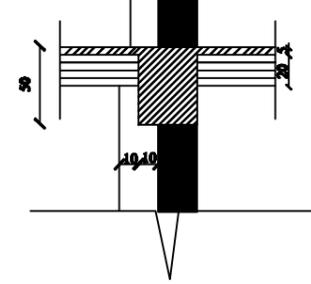
En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.



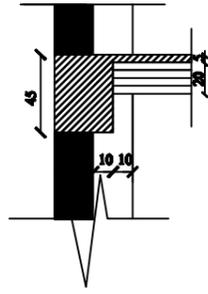
Coupe 1-1



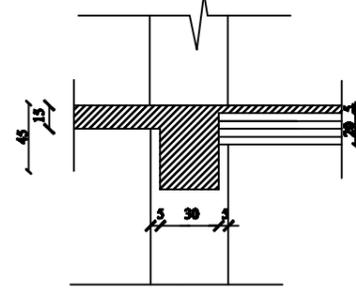
Coupe 5-5



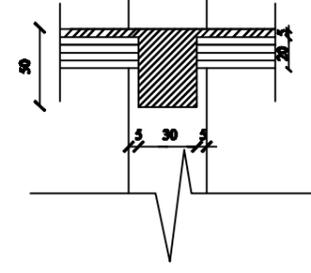
Coupe 2-2



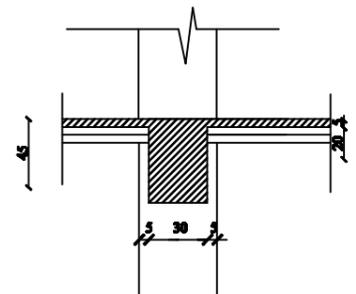
Coupe 6-6



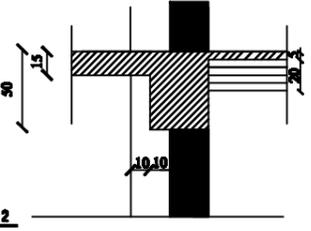
Coupe 3-3



Coupe 7-7



Coupe 4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Melle BOUAZZOUNI Fatima.
 Melle DELPOUF Nora

TITRE:
 COFFRAGE DE PLANCHER

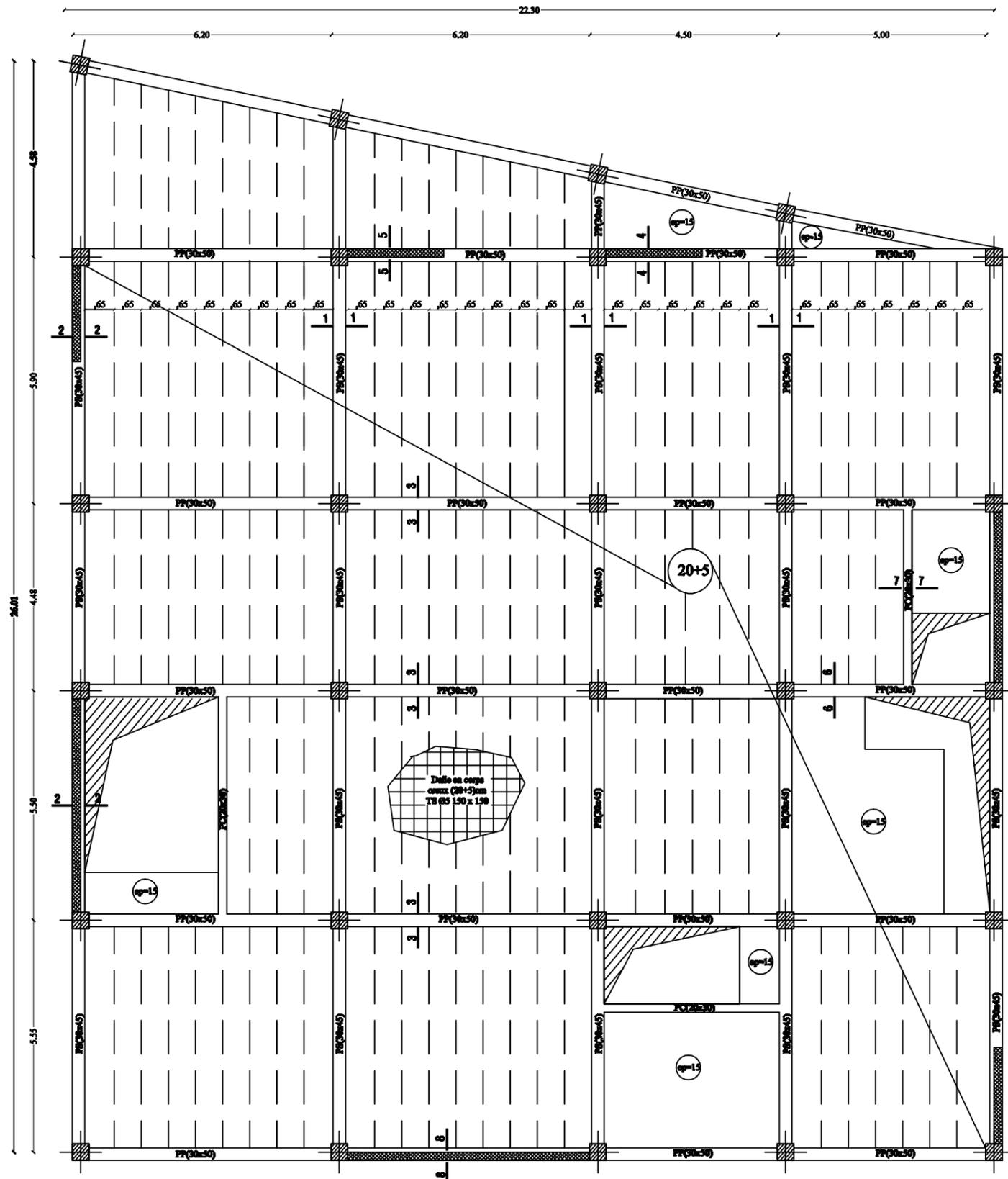
DIRIGE PAR :
 Mr MEGHLAT

SOUS SOL

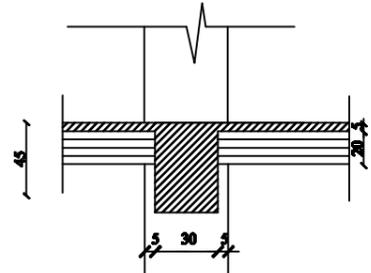
PROMOTION 2017-2018

PLANCHE N°

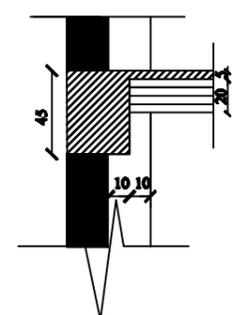
ECHELLE



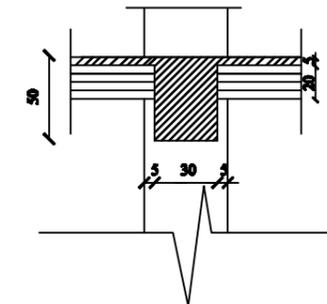
Coupe 1-1



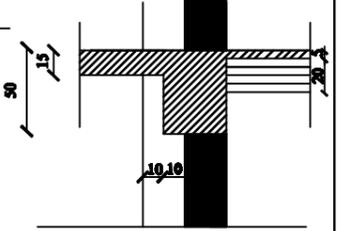
Coupe 2-2



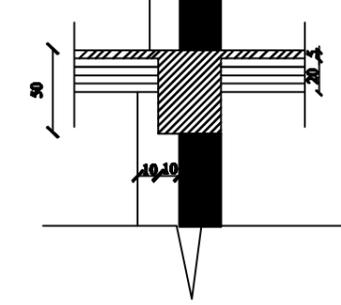
Coupe 3-3



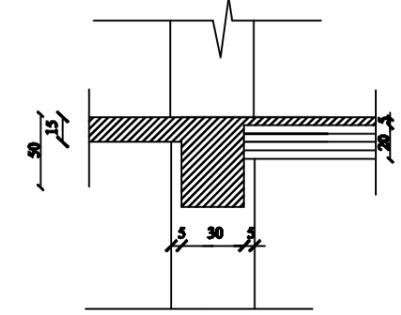
Coupe 4-4



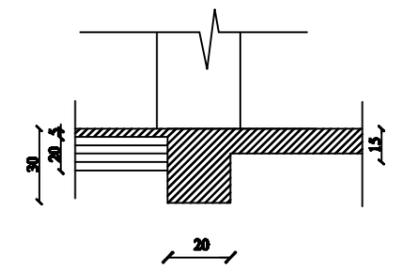
Coupe 5-5



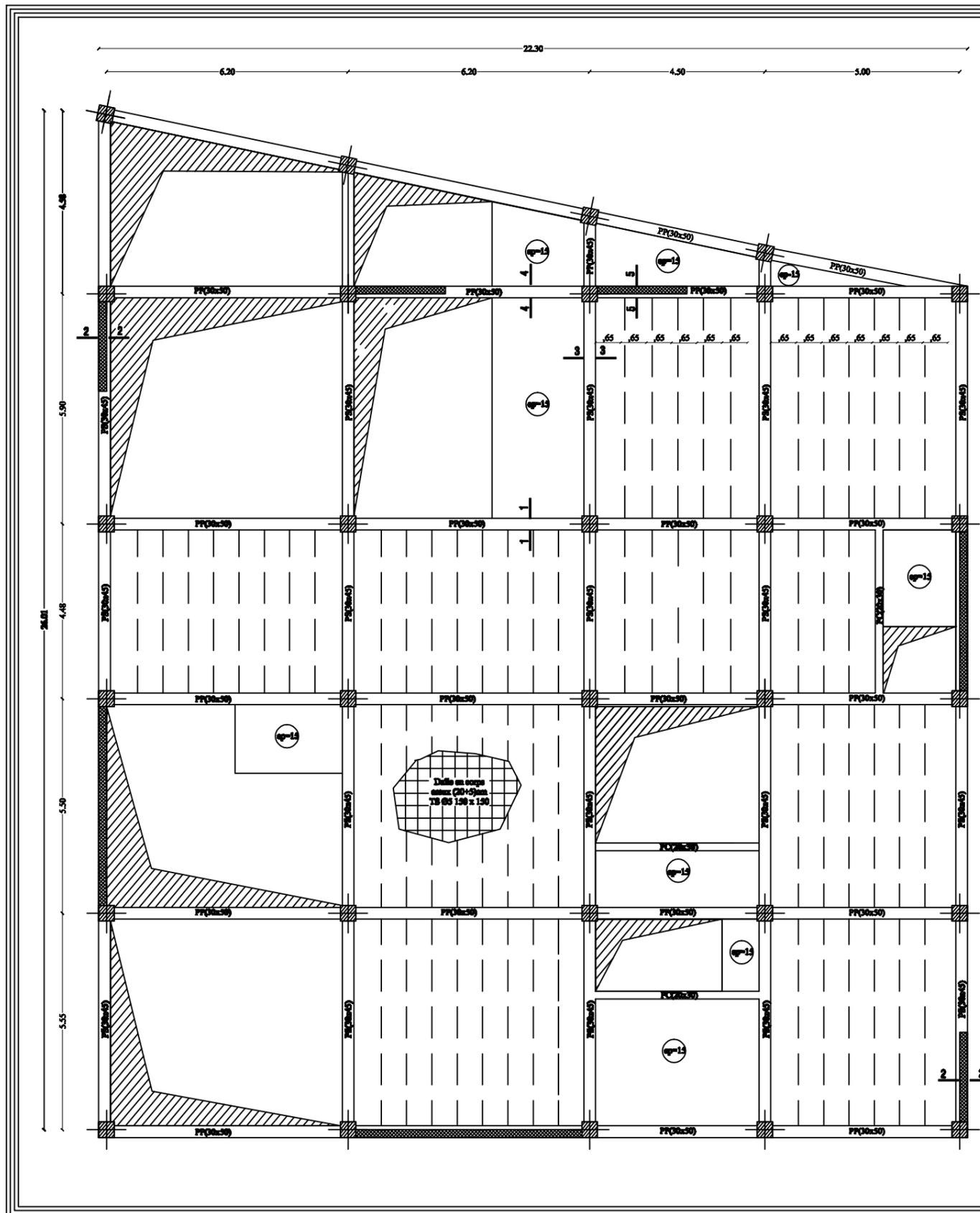
Coupe 6-6



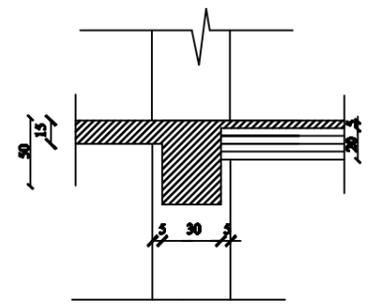
Coupe 7-7



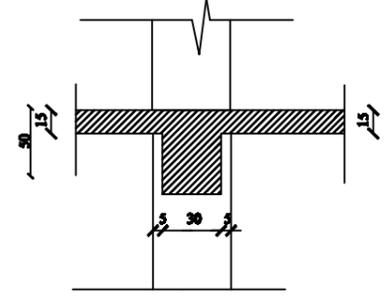
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELFOUF Nora	TITRE: COFFRAGE DE PLANCHER	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	ENTRESOL	
PROMOTION 2017-2018	PLANCHER N°	ECHELLE



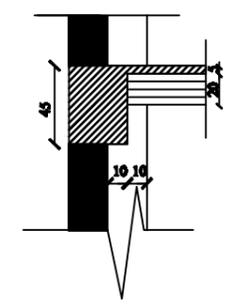
Coupe 1-1



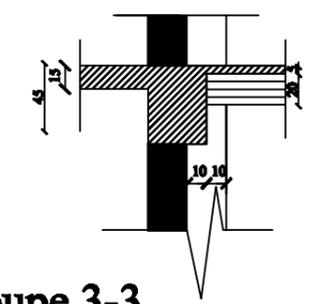
Coupe 4-4



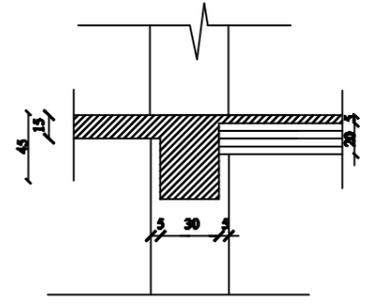
Coupe 2-2



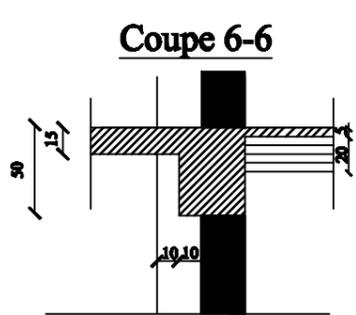
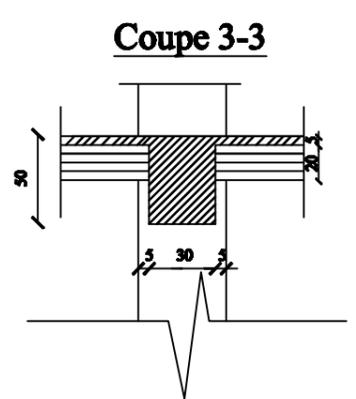
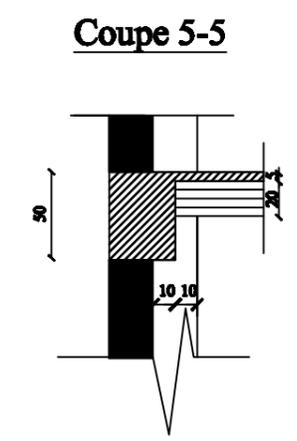
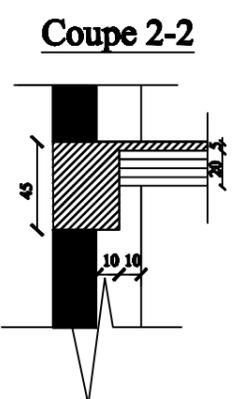
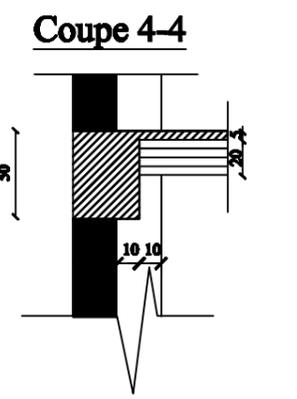
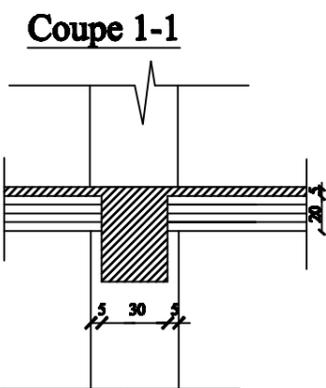
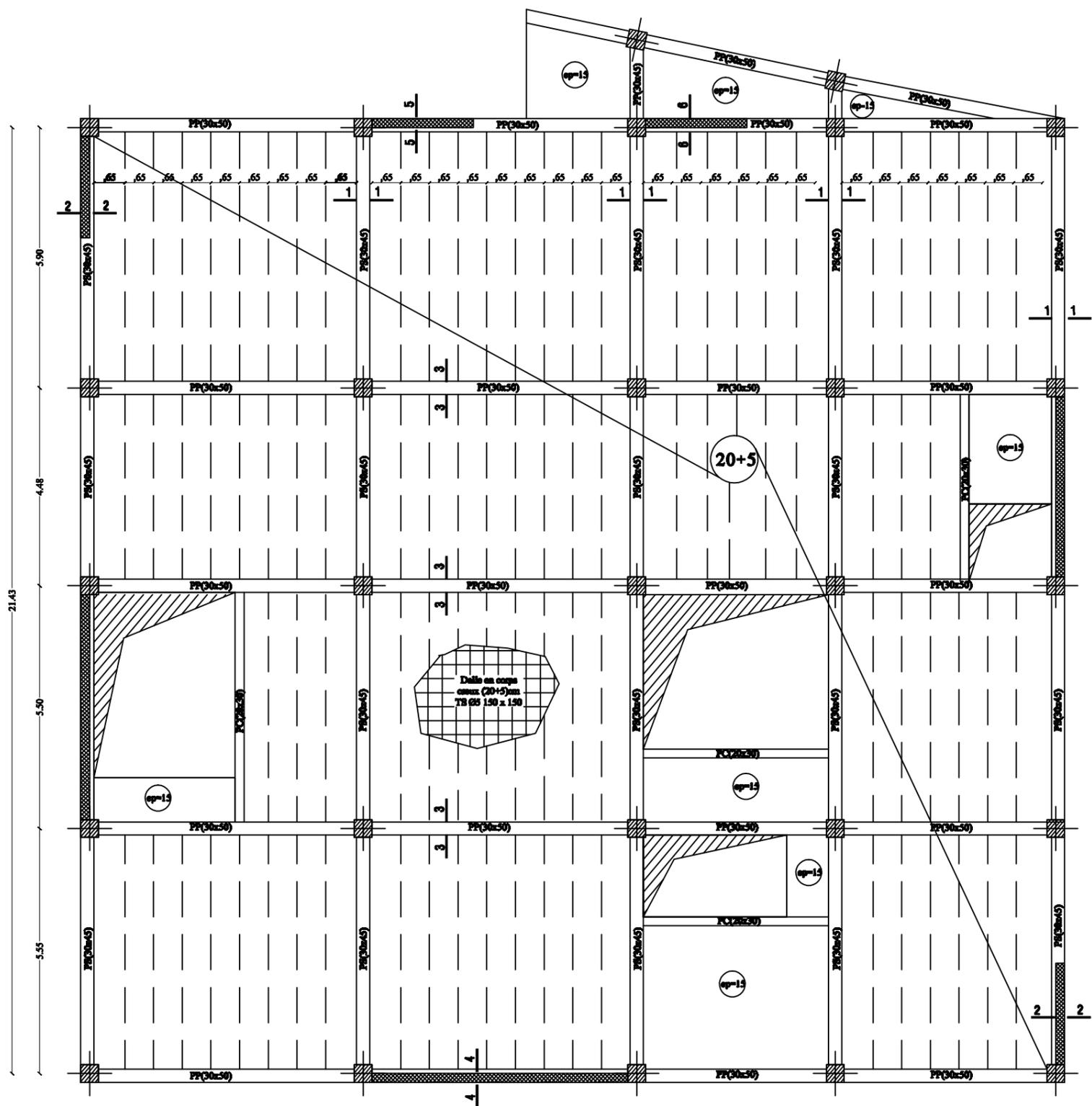
Coupe 5-5



Coupe 3-3

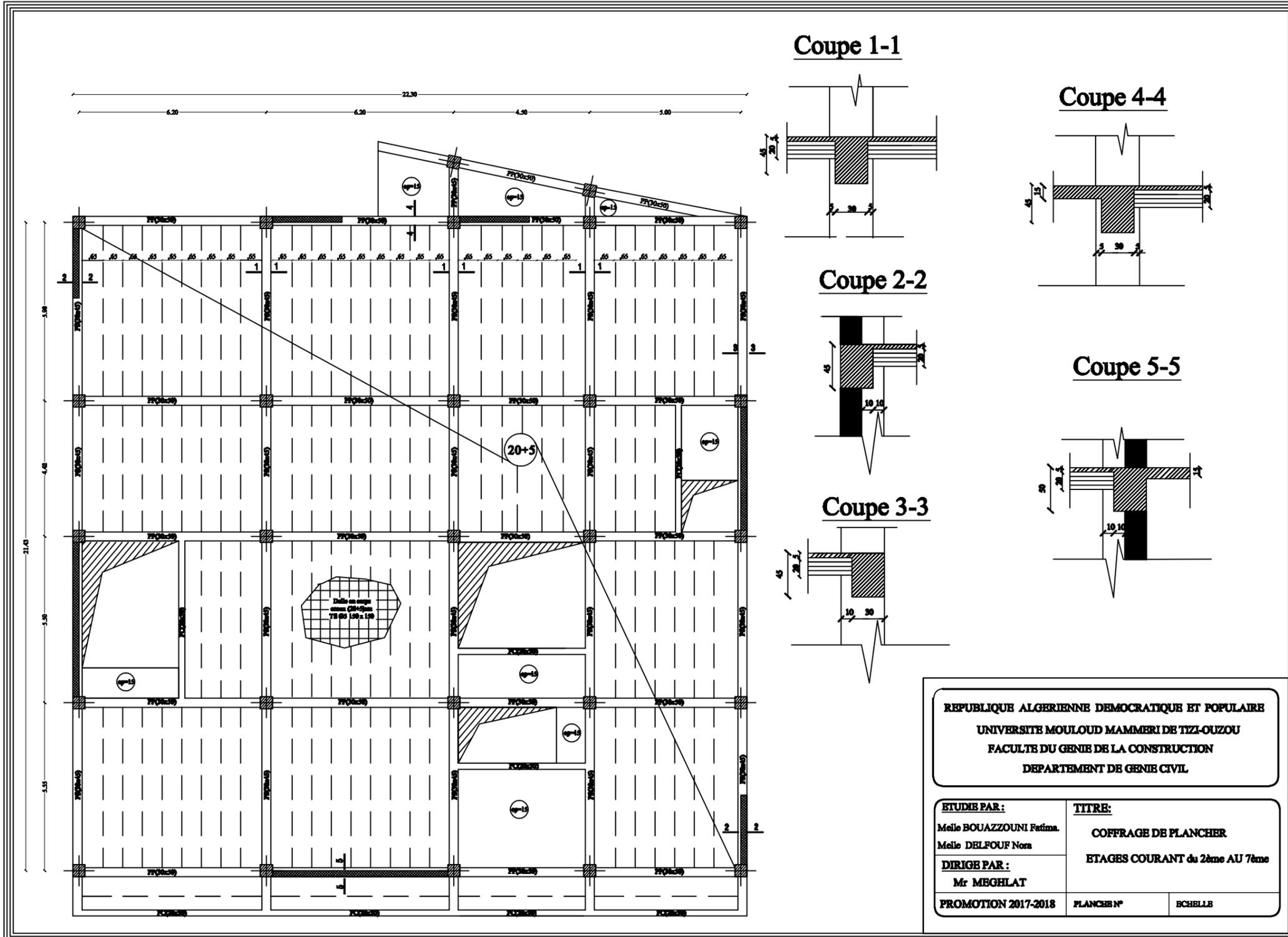


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELFOUF Nora	TITRE: COFFRAGE DE PLANCHER	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	REZ DE CHAUSSEE	
PROMOTION 2017-2018	FLANCHE N°	ECHELLE



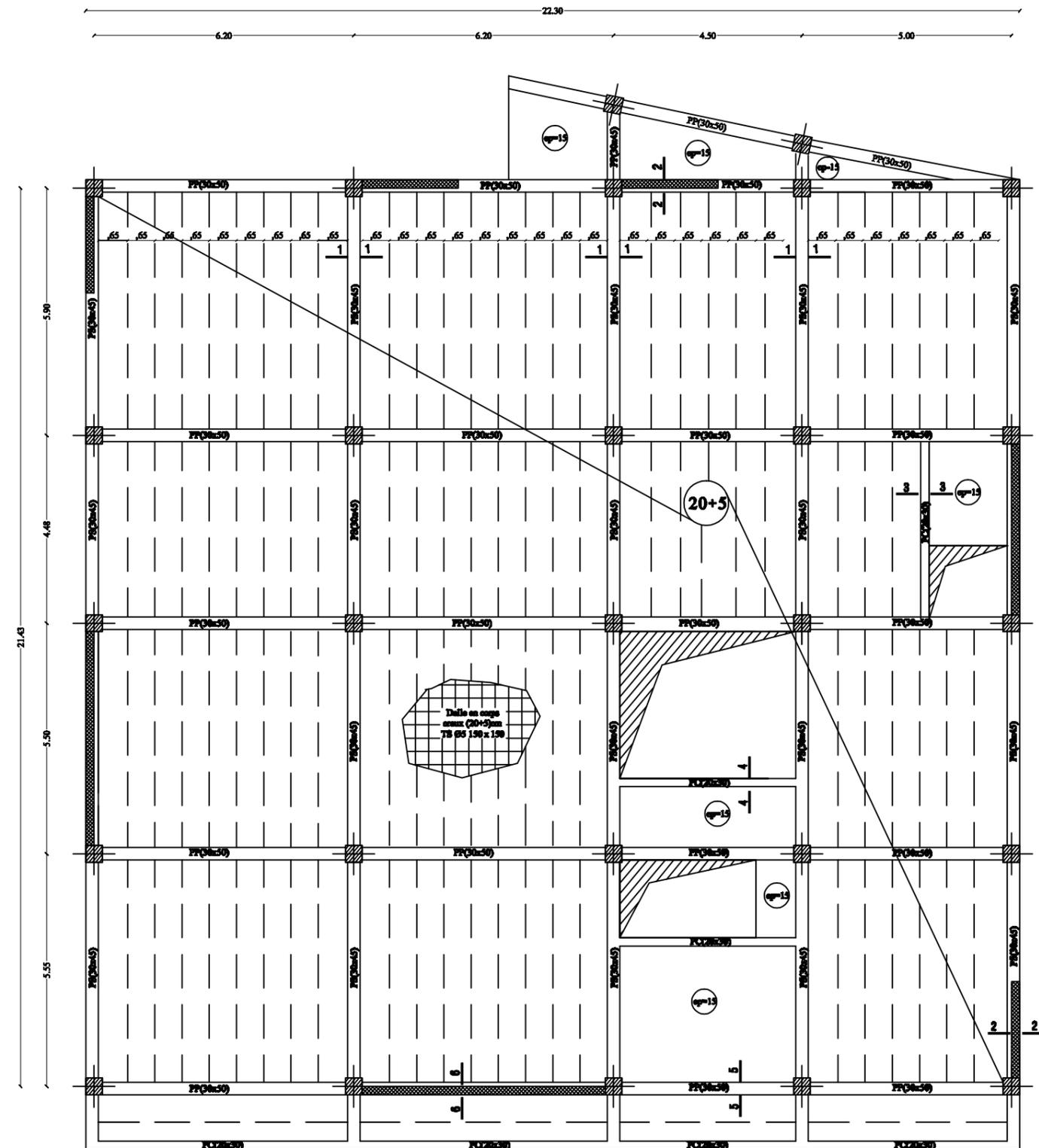
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELFOUF Nora		TITRE: COFFRAGE DE PLANCHER	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT		MEZZANINE	
PROMOTION 2017-2018	PLANCHE N°	ECHELLE	

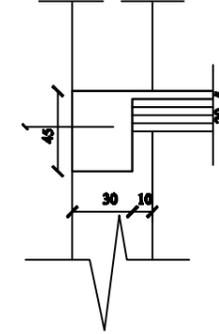


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

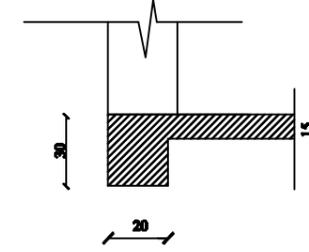
ETUDE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELFOUF Nora	TITRE: COFFRAGE DE PLANCHER ETAGES COURANT du 2ème AU 7ème
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	
PROMOTION 2017-2018	PLANCHE N°
	ECHELLE



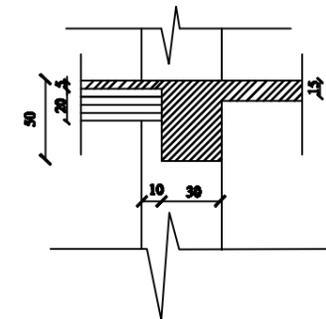
Coupe 1-1



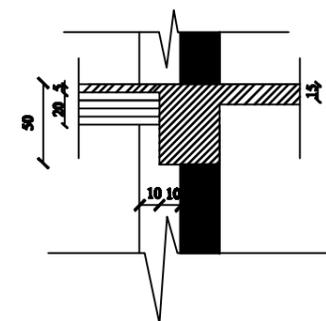
Coupe 4-4



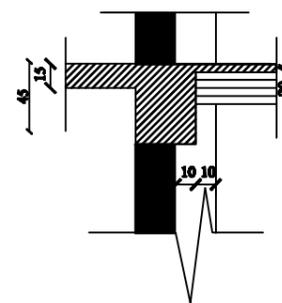
Coupe 5-5



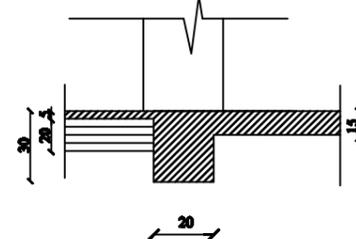
Coupe 6-6



Coupe 2-2

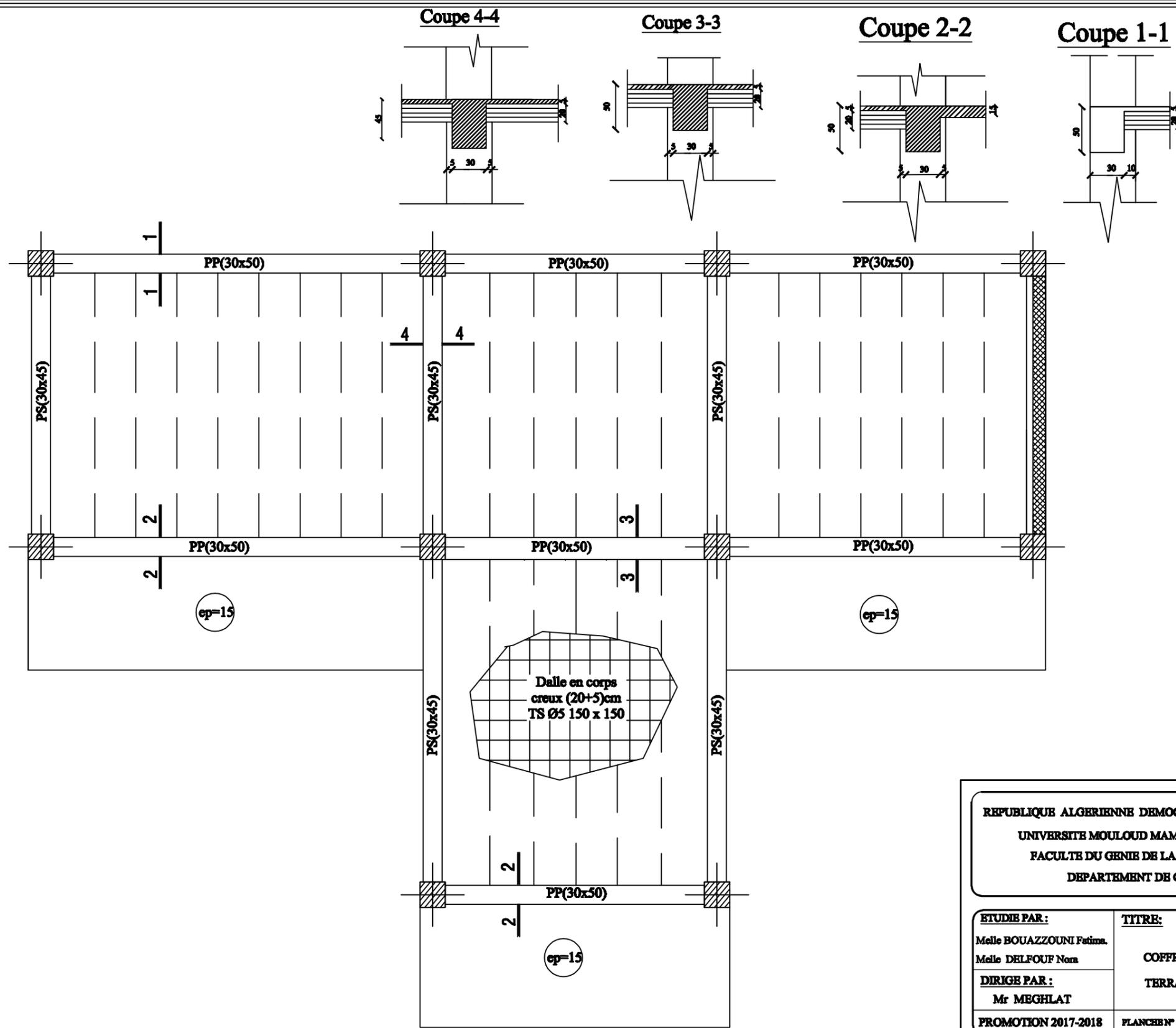


Coupe 3-3

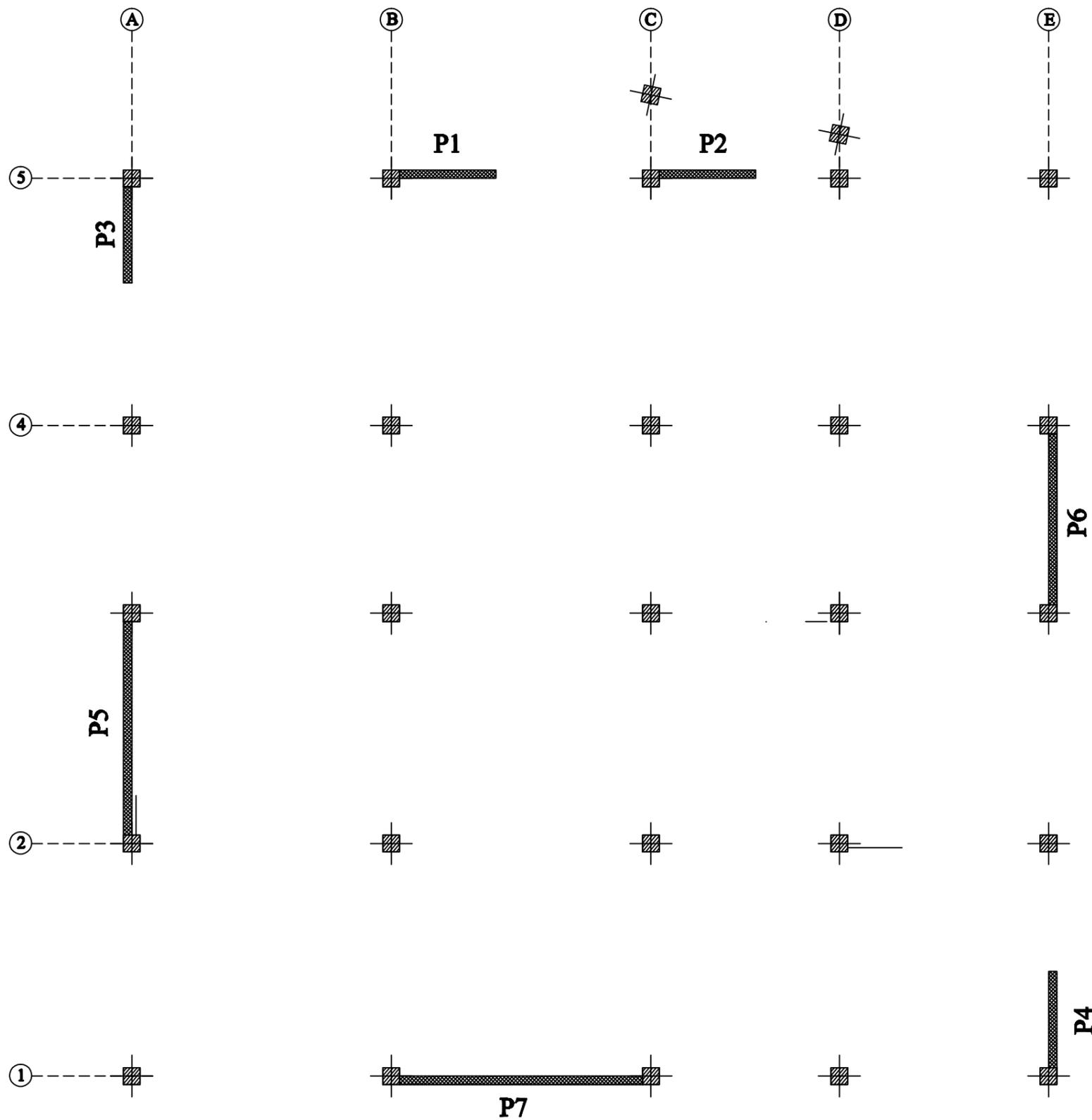


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

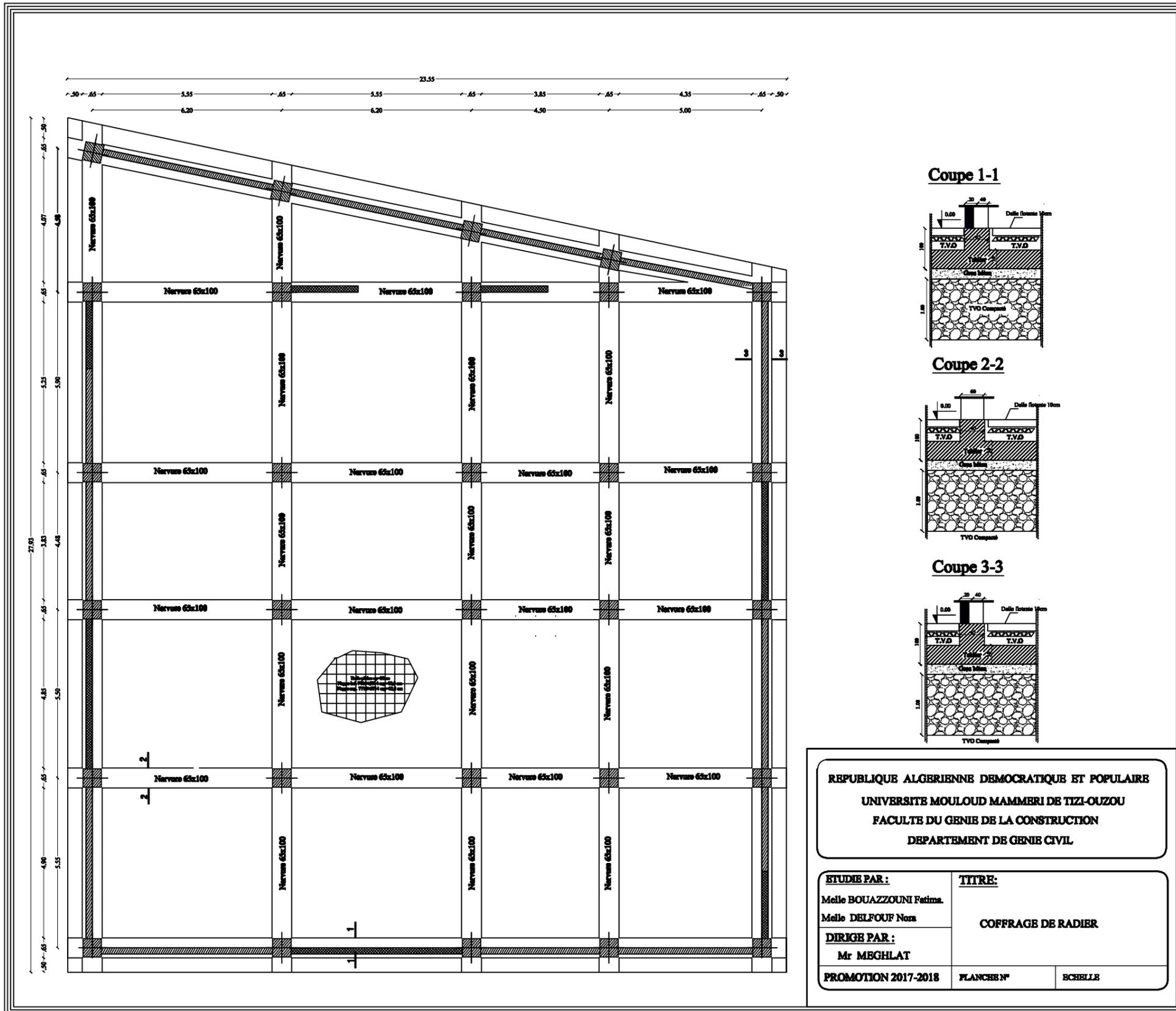
ETUDIE PAR : Melle BOUZZOUNI Fatima.	TITRE: COFFRAGE DE PLANCHER	
Melle DELFOUF Nora	TERRASSE ACCESSIBLE	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	PLANCHE N°	ECHELLE
PROMOTION 2017-2018		



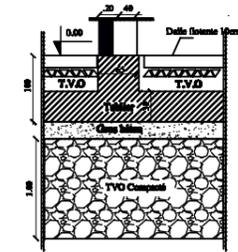
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima Melle DELFOUF Nora	TITRE: COFFRAGE DE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	PROMOTION 2017-2018	FLANCHER
		ECHELLE



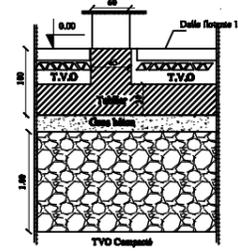
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima Melle DELFOUF Nora	TITRE: DISPOSITION DES VOILES	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT		
PROMOTION 2017-2018	FLANCHE N°	ECHELLE



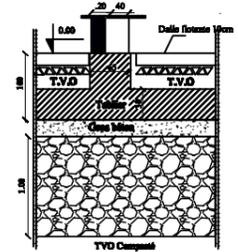
Coupe 1-1



Coupe 2-2

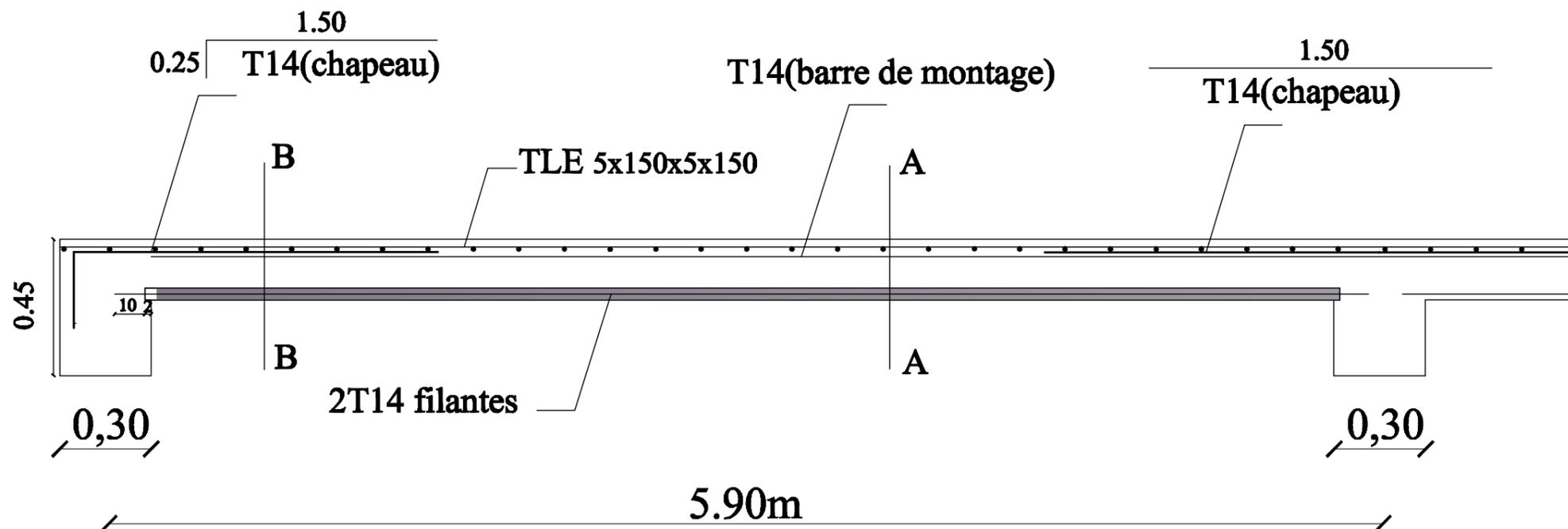


Coupe 3-3



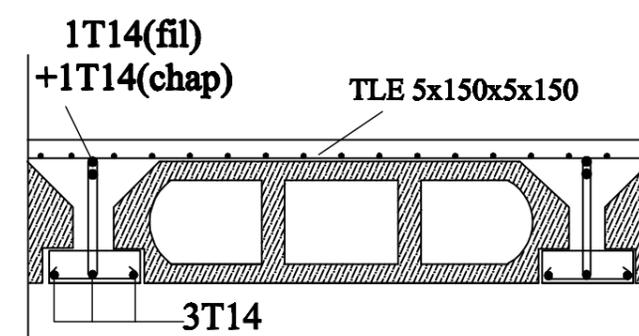
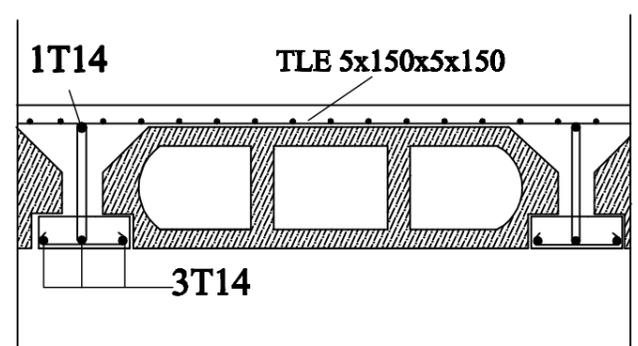
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Melle BOUZZOUNI Fatima Melle DELFOUF Nora	TITRE: COFFRAGE DE RADIER
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	
PROMOTION 2017-2018	FLANCHE N° ECHELLE



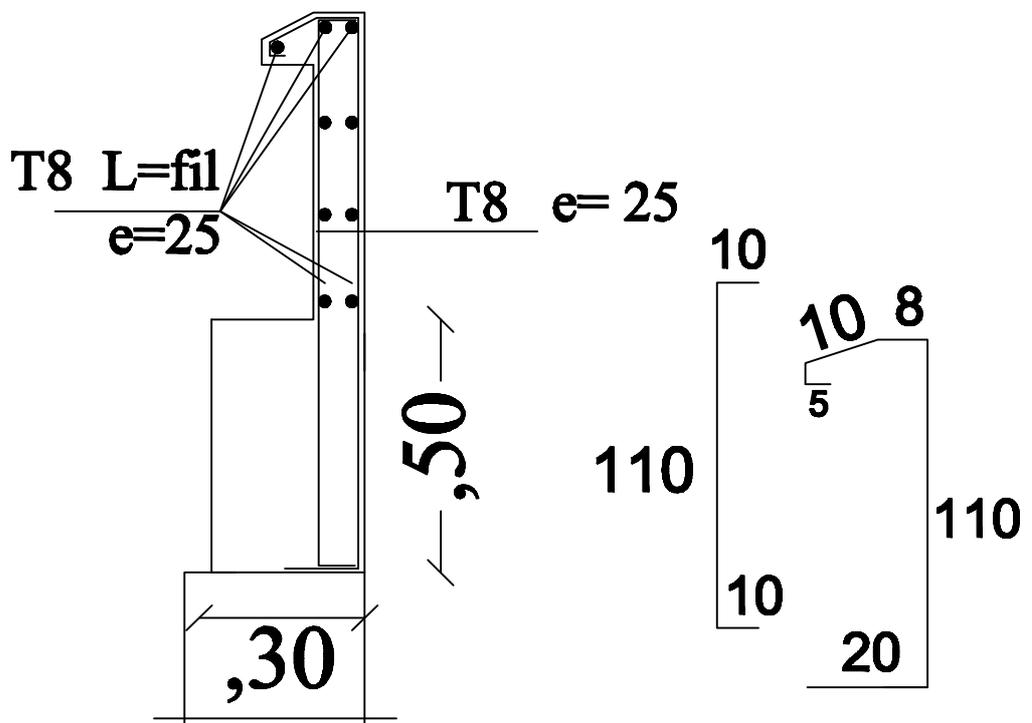
Coupe A-A

Coupe B-B



Ferrailage poutrelle

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Melle BOUAZZOUNI Fatma Melle DELFOUF Nour	TITRE FERRAILAGE DES PLANCHERS
DIRIGE PAR: Mr MBGLAT	ECHELLE
PROMOTION 2017-2018	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Melle BOUZZOUNI Fatima
Melle DELFOUF Nour

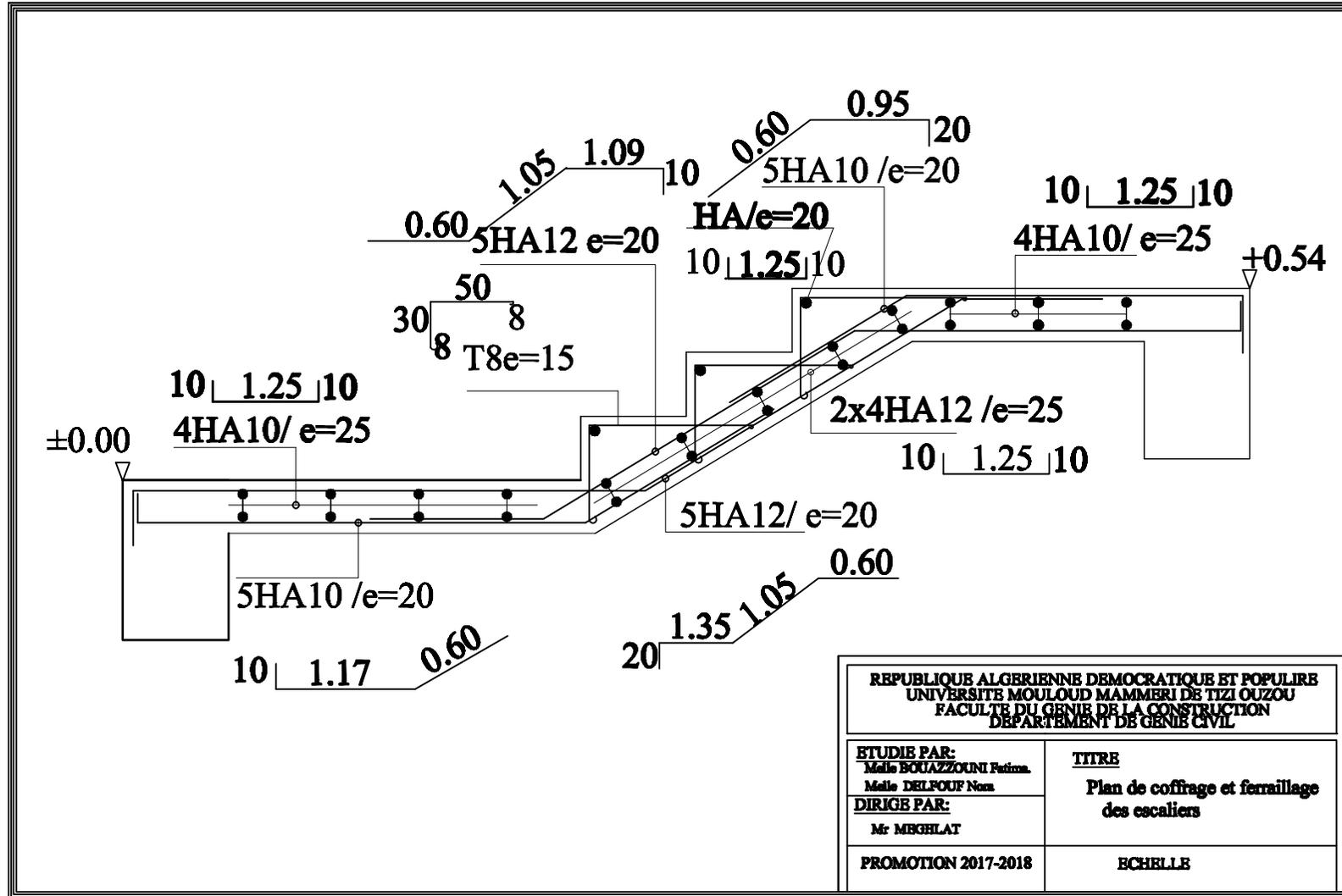
TITRE

FERRAILLAGE DU L'ACROTERE

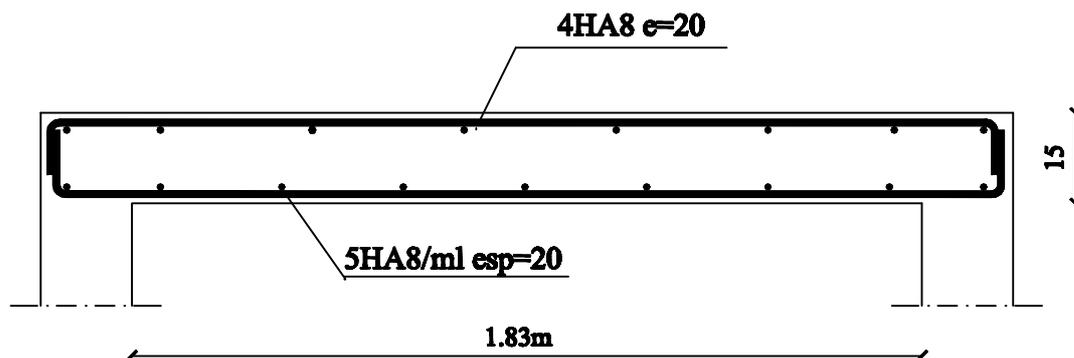
DIRIGE PAR:
Mr MEGHAT

PROMOTION 2017-2018

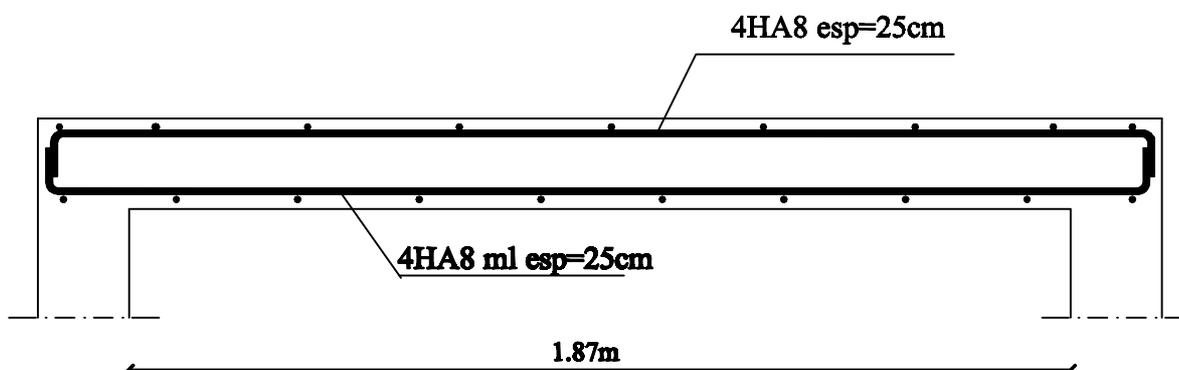
ECHELLE



-sens x-x



-sens y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Melle BOUAZZOUNI Fatima.
Melle DELFOUF Nora
DIRIGE PAR:
Mr MBGLAT

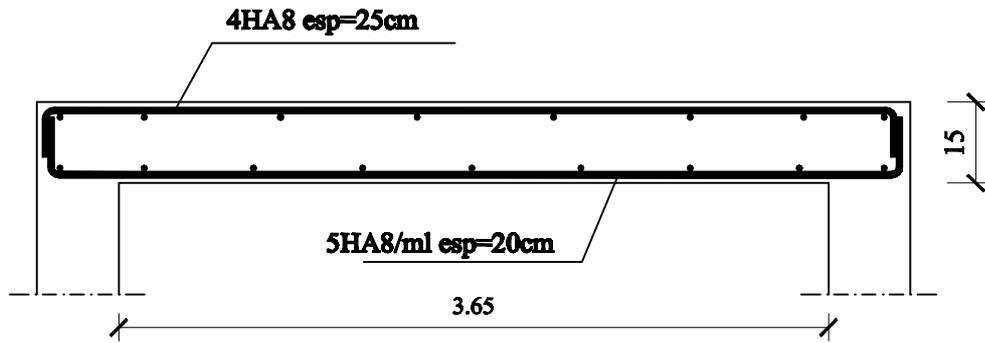
TITRE

Plan de ferrailage de la
dalle salle machine

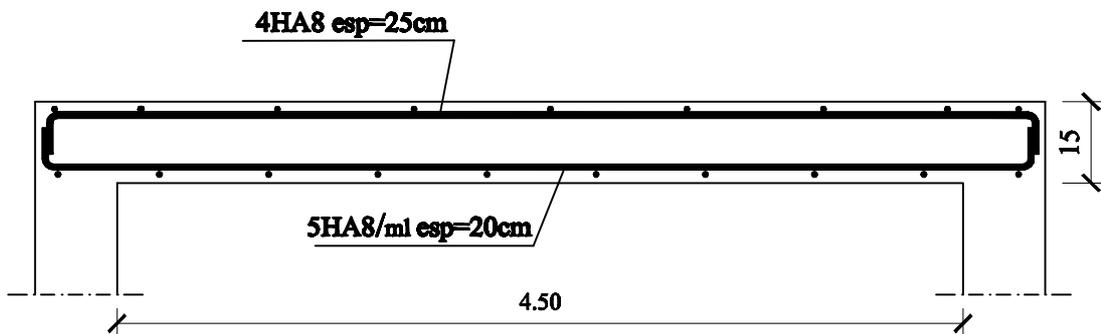
PROMOTION 2017-2018

ECHELLE

- sens X-X



- sens y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Melle BOUZZOUNI Fatima.
Melle DELPOUF Nora

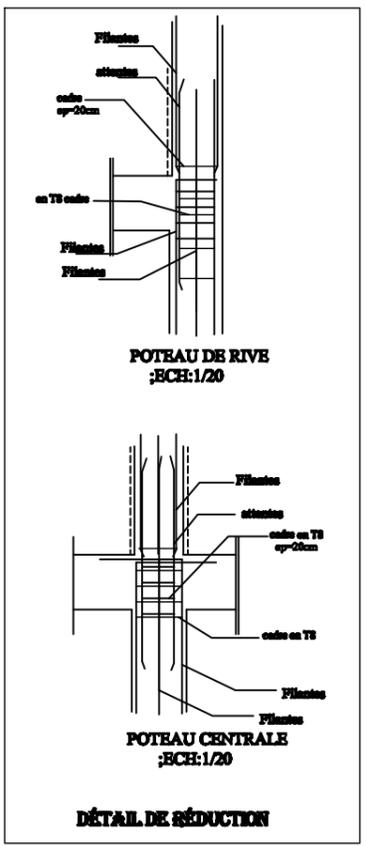
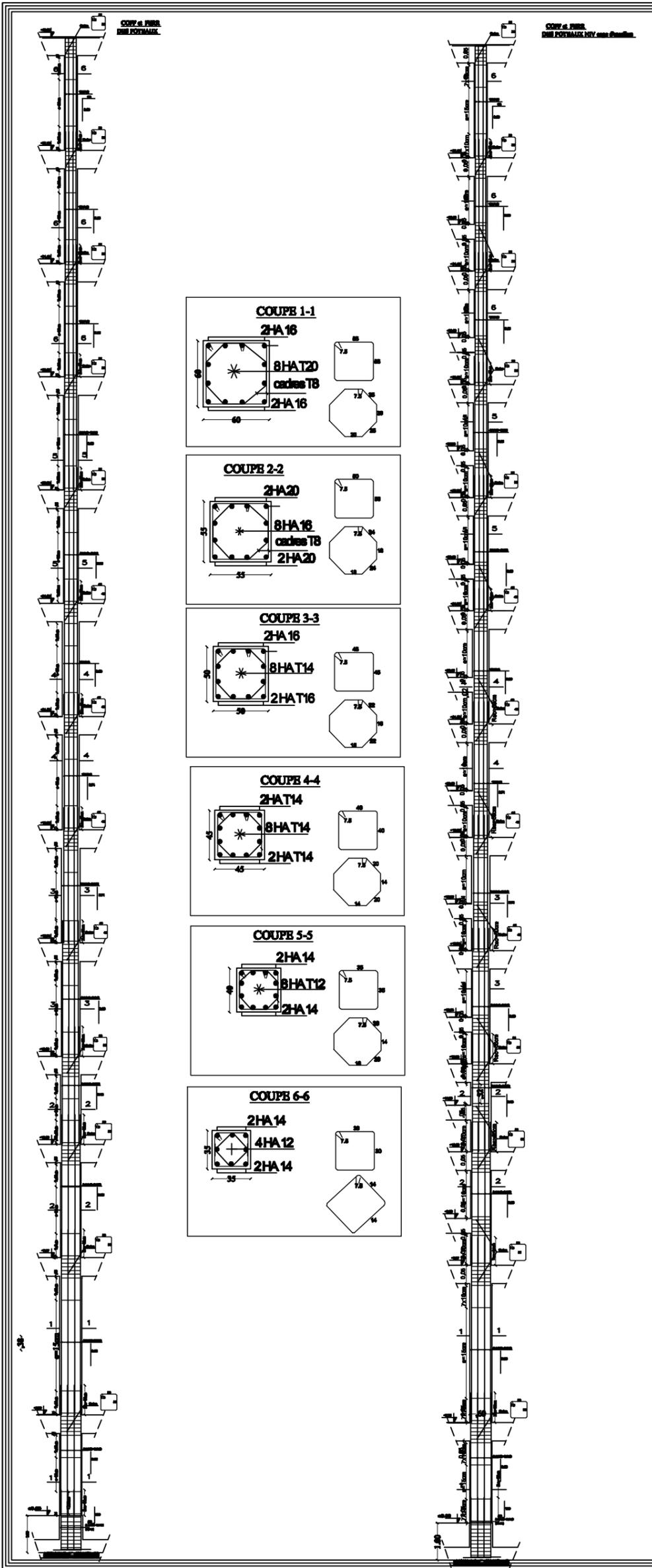
DIRIGE PAR:
Mr MBGELAT

PROMOTION 2017-2018

TITRE

**Plan de Ferrailage
de la dalle pleine**

ECHELLE

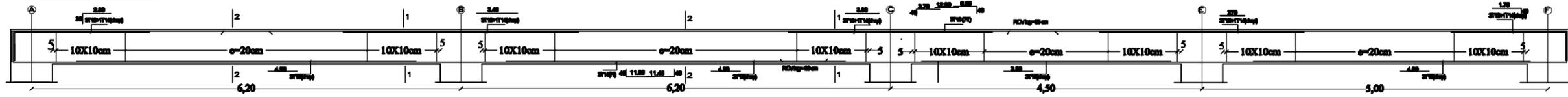


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELPOUF Nora	TITRE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	
PROMOTION 2017-2018	FLANCHE N°
	ECHELLE

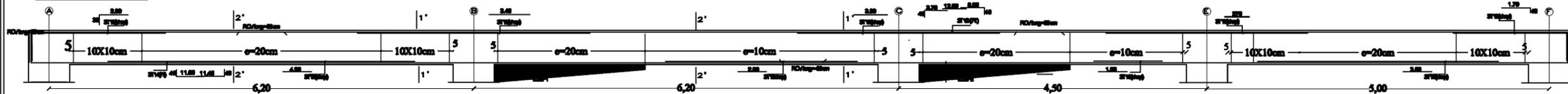
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 2

- Non Adhérer aux voiles



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE FIL; 5

- Adhérer aux voiles

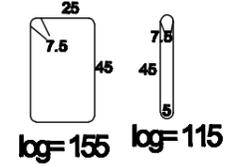
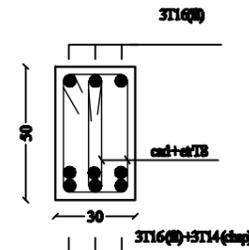
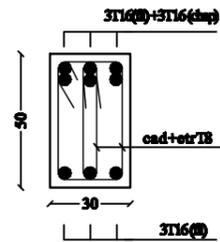
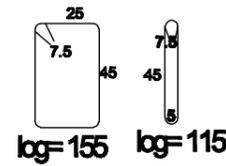
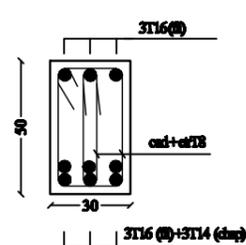
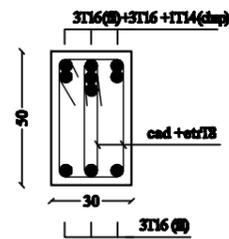


COUPE 1-1

COUPE 2-2

COUPE 1'-1'

COUPE 2'-2'

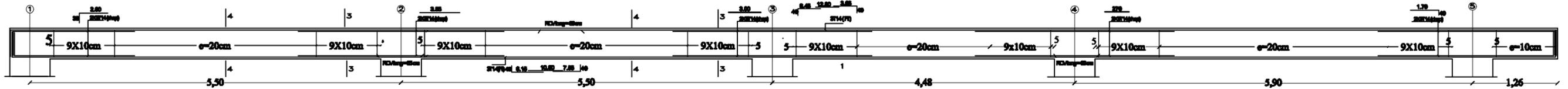


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Melle BOUAZZOUNI Fatma Melle DELFOUF Noua DIRIGE PAR: Mr MERGLAT PROMOTION 2017-2018		TITRE: COFFRAGE-FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	
PLANCHIN N°		ECHELLE	

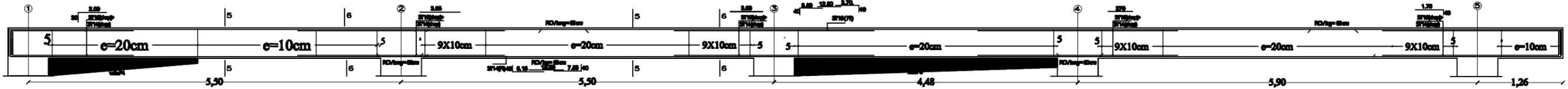
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRES FIL; D

Non Adhérer aux voiles

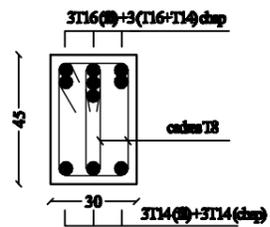


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRES FIL; B

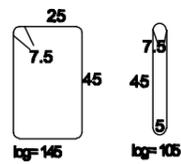
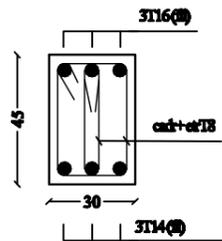
Adhérer aux voiles



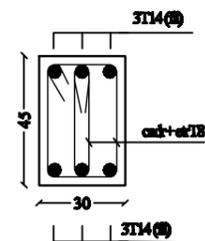
COUPE 3-3



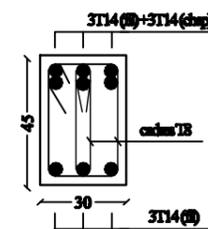
COUPE 4-4



COUPE 5-5



COUPE 6-6

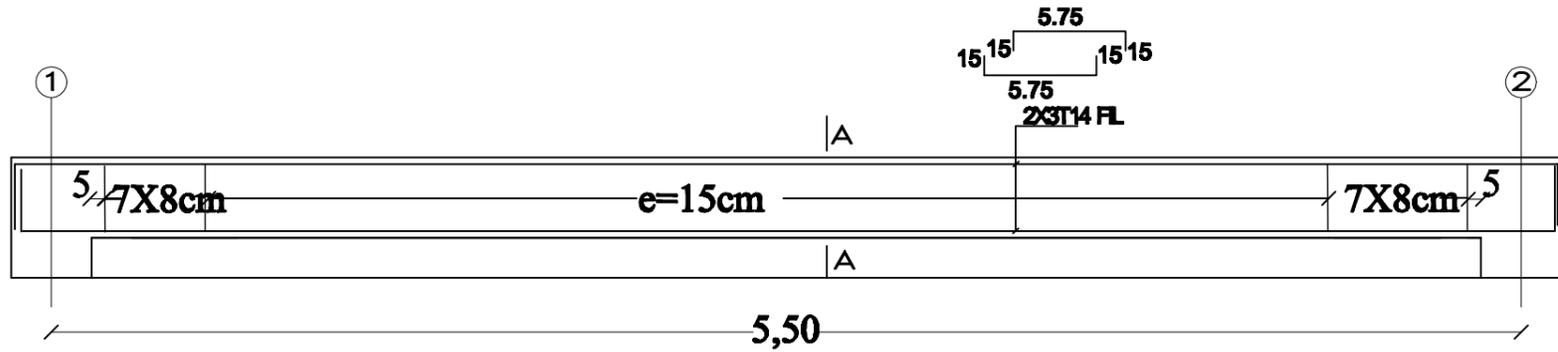


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

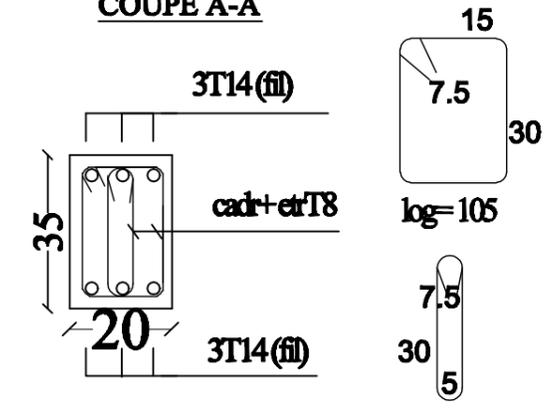
ETUDE PAR :
Melle BOUAZZOUNI Fatma.
Melle DELFOUF Nana
DIRIGE PAR :
Mr MBOHLAT
PROMOTION 2017-2018

TITRE:
COFFRAGE-FERRAILLAGE
DES POUTRES SECONDAIRES
PLANCHE N°
ECHELLE

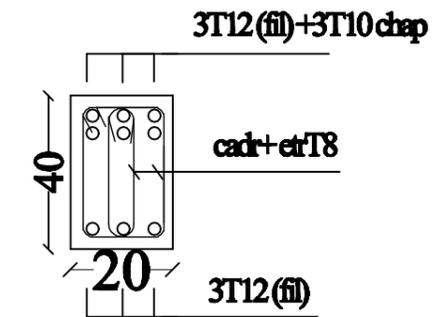
COFFRAGE FERRAILLAGE DE CHAINAGE(20X35)



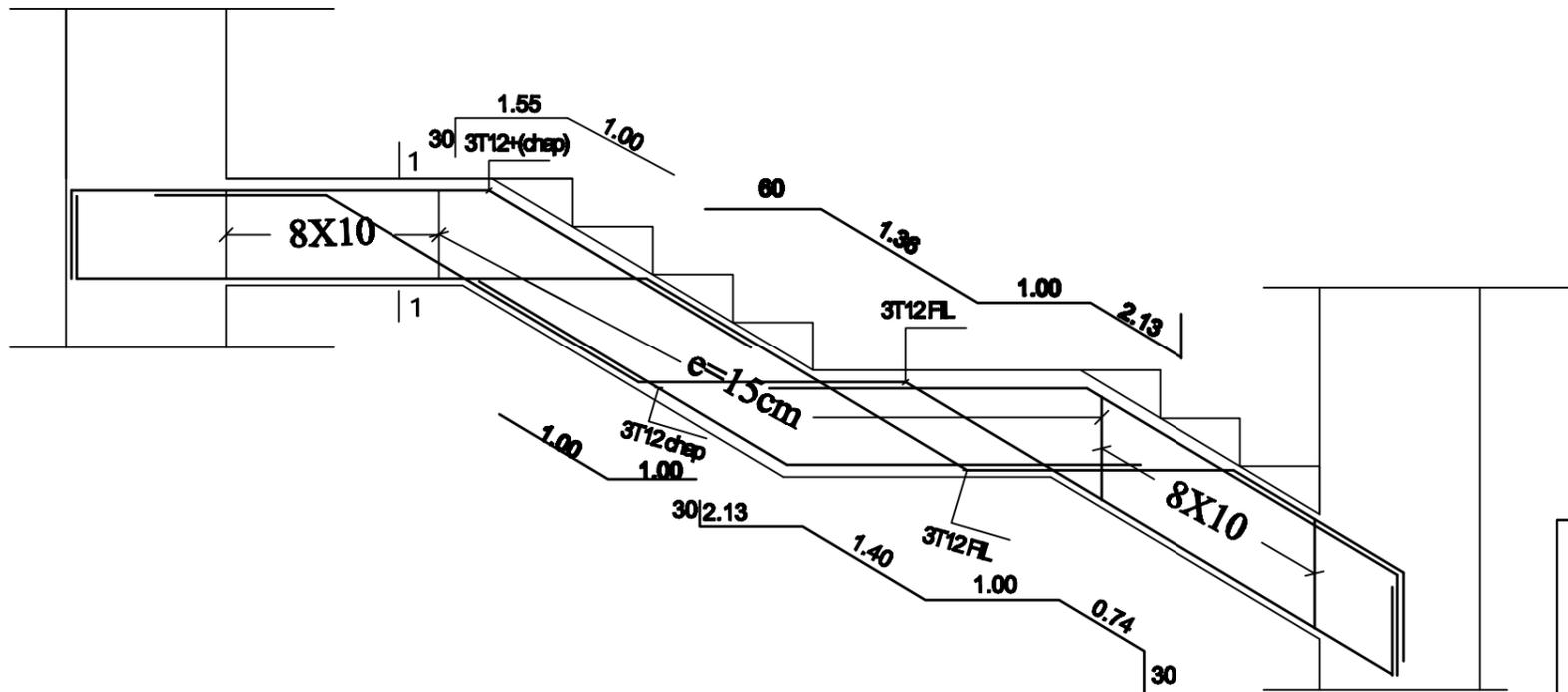
COUPE A-A



COUPE 1-1



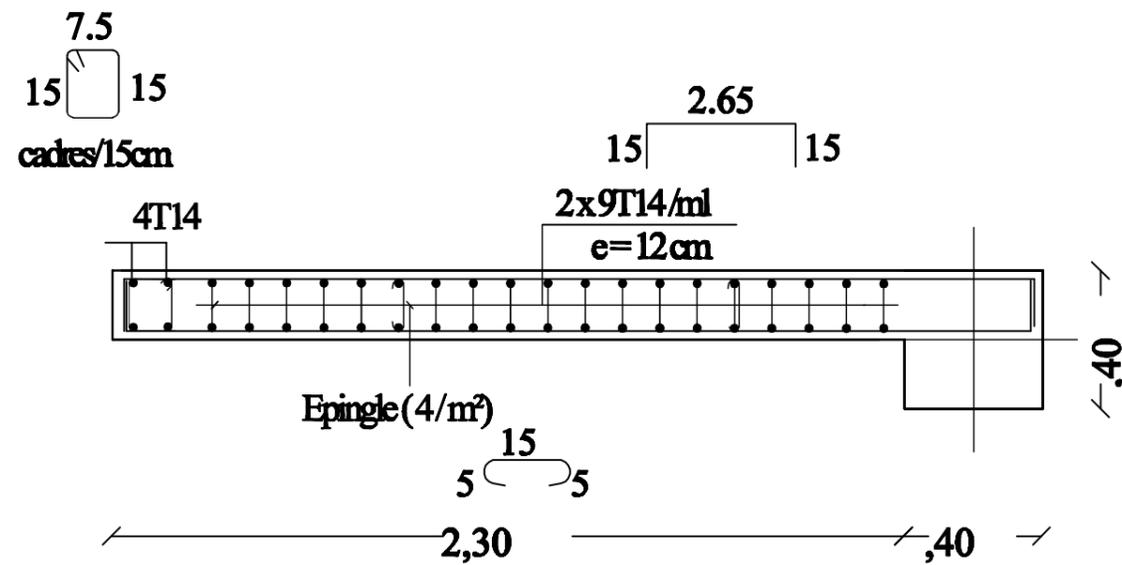
COFF et FERR POUTRE PALIERE



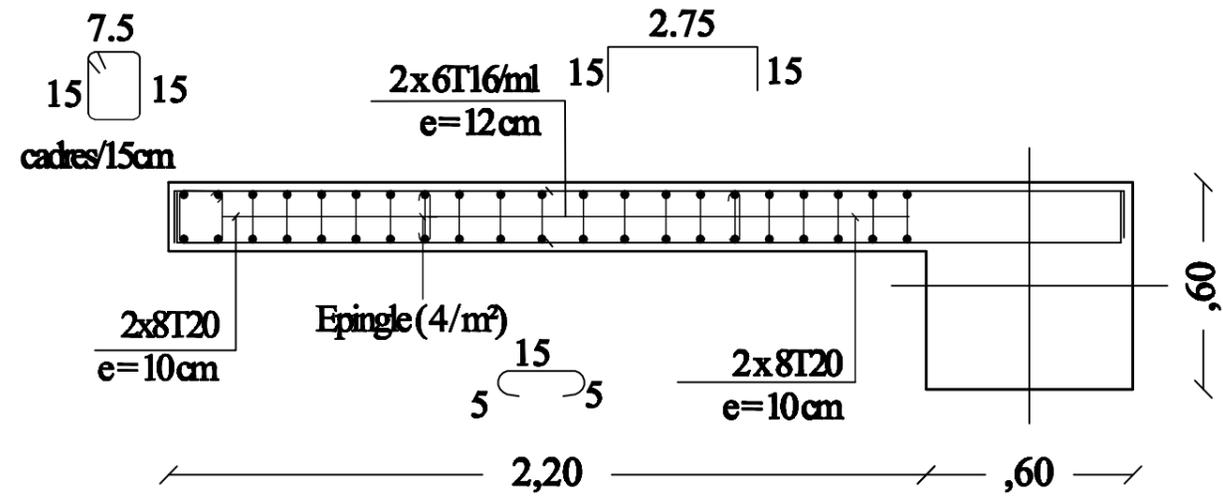
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELPOUF Nora	TITRE: COFFRAGE-FERRAILLAGE DES POUTRES - CHAINAGE - PALIERE
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	
PROMOTION 2017-2018	PLANCHE N° EHELLE

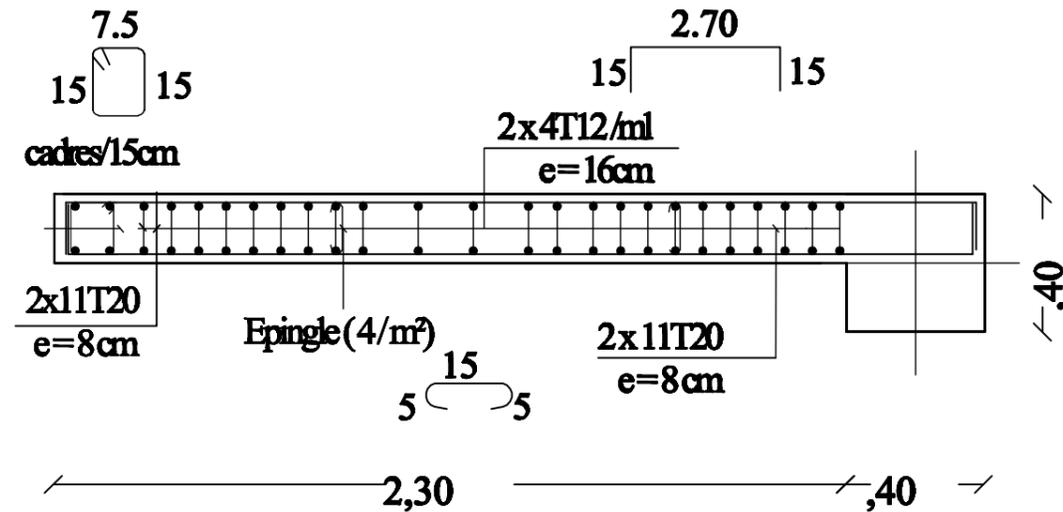
VOILES P1,P2,P3 et P4 ZONE III



VOILES P1,P2,P3 et P4 ZONE I



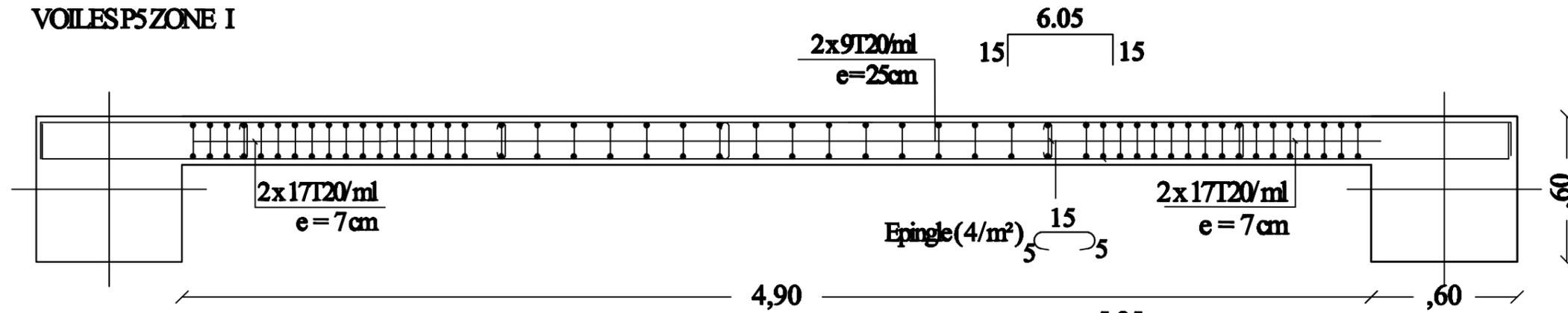
VOILES P1,P2,P3 et P4 ZONE II



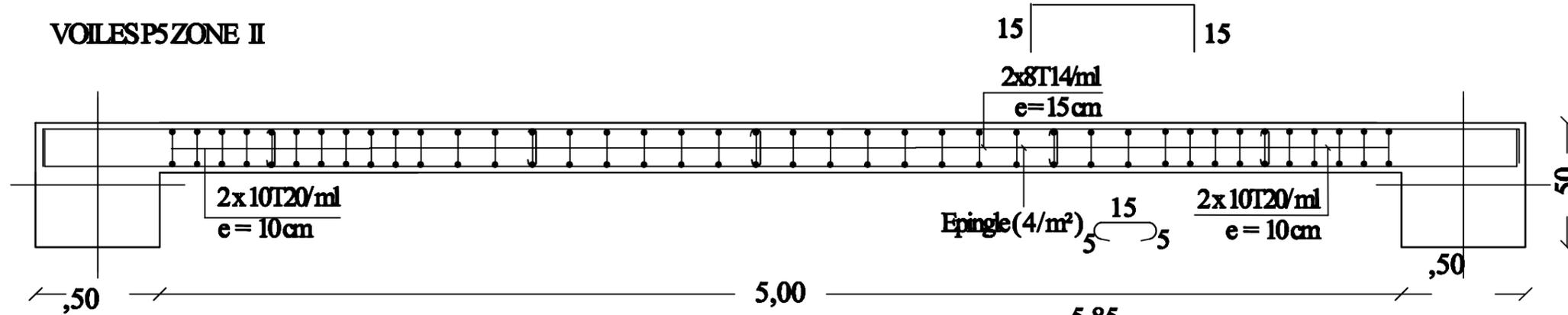
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<p>ETUDIE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima Melle DELFOUF Nora</p>	<p>TITRE: FERRAILLAGE VOILE P1,P2,P3,P4</p>
<p>DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT</p>	<p>PROMOTION 2017-2018</p>
<p>PLANCHE N°</p>	<p>ECHELLE</p>

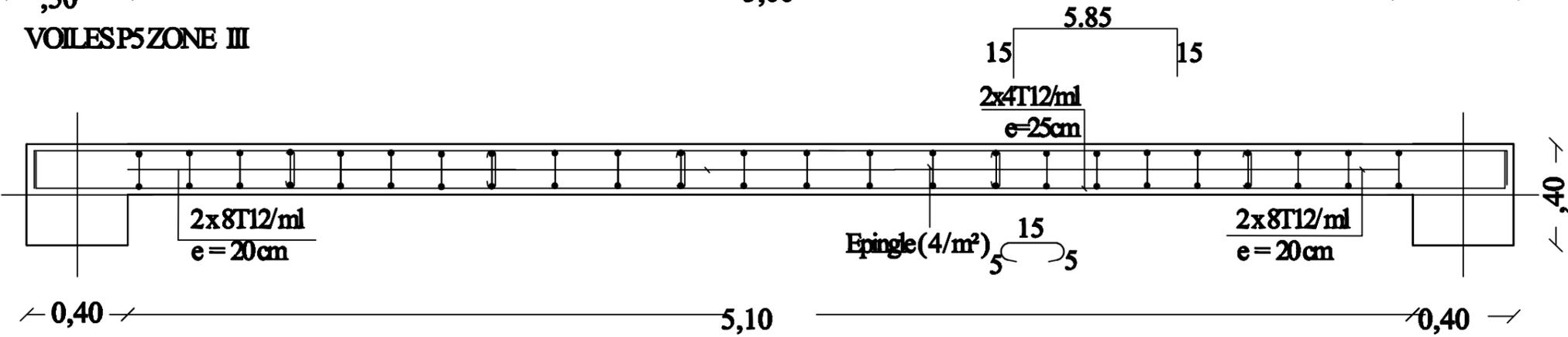
VOILES P5 ZONE I



VOILES P5 ZONE II



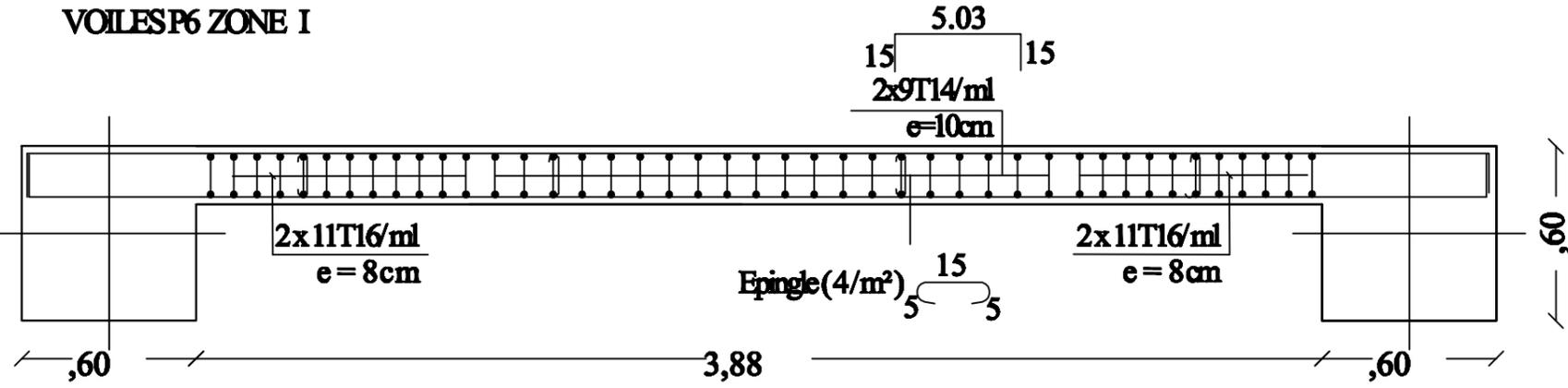
VOILES P5 ZONE III



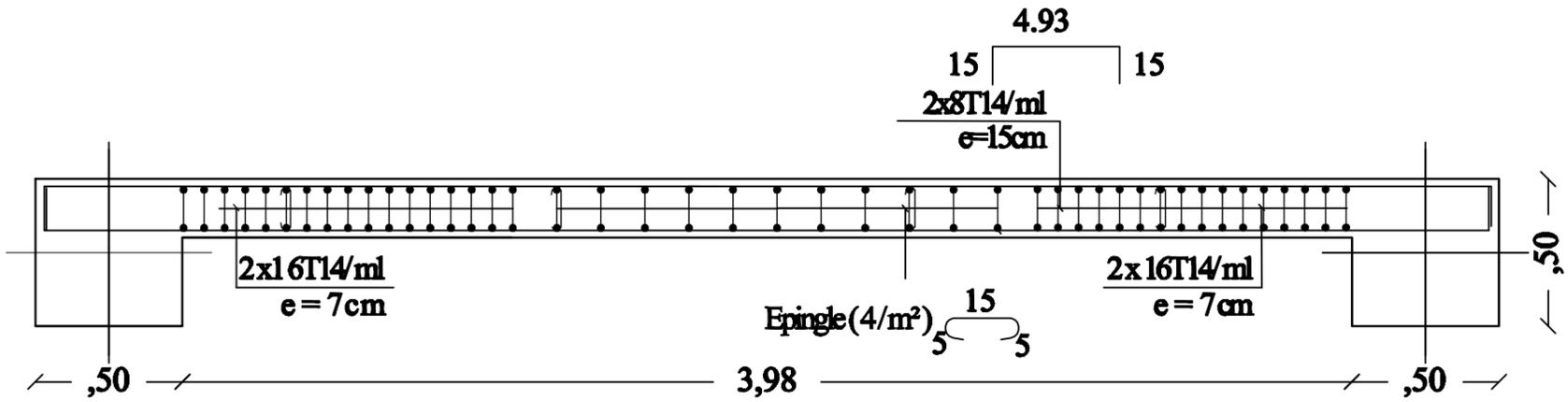
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :		TITRE:	
Melle BOUAZZOUNI Fatima.		FERRAILLAGE VOILE P5	
Melle DELFOUF Nora			
DIRIGE PAR :		FLANCHE N°	
Mr MEGHLAT		EHELLE	
PROMOTION 2017-2018			

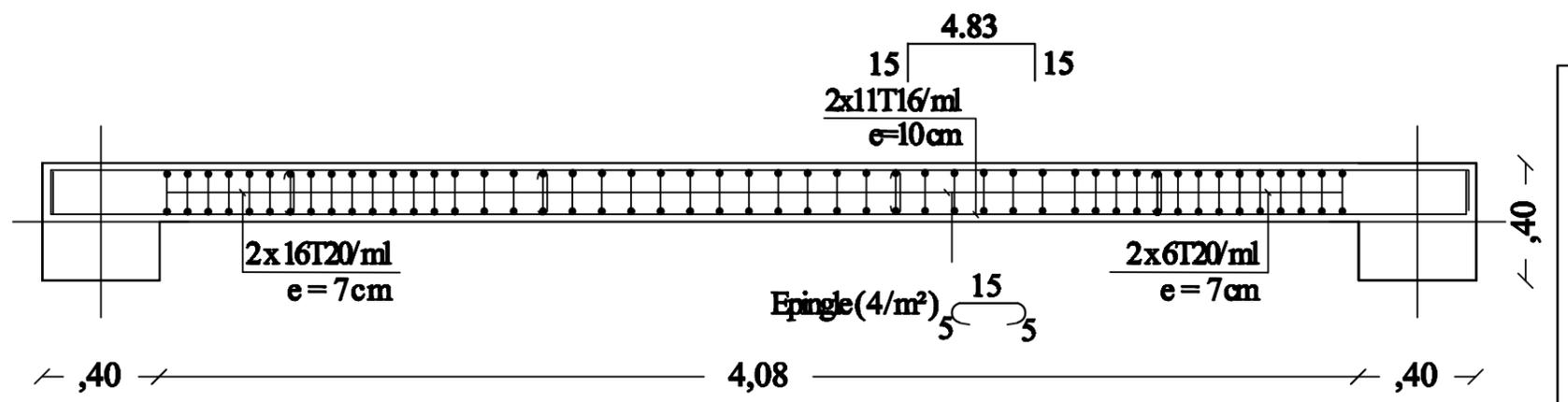
VOILES P6 ZONE I



VOILES P6 ZONE II

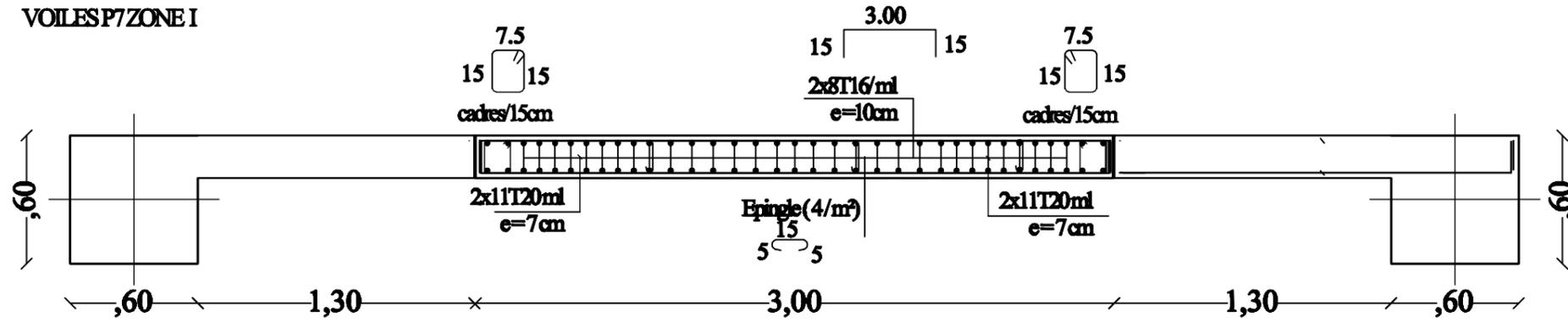


VOILES P6 ZONE III

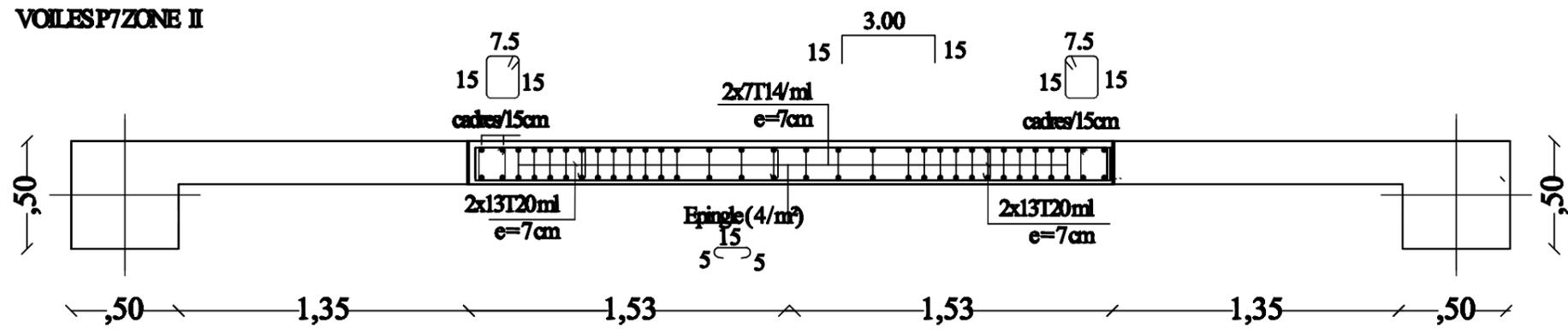


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima Melle DELFOUF Nora	TITRE: FERRAILLAGE VOILE P6	
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	PROMOTION 2017-2018	FLANCHE N° ECHELLE

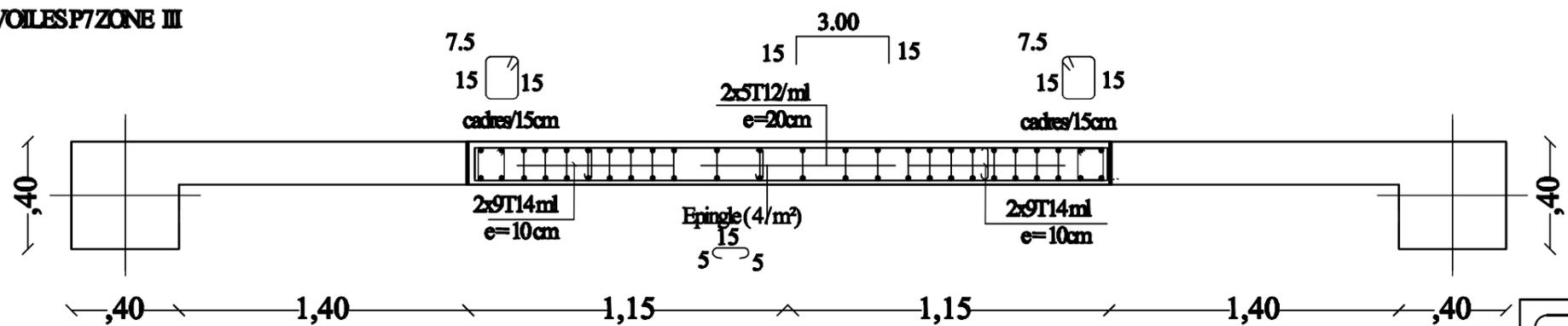
VOILES P7 ZONE I



VOILES P7 ZONE II



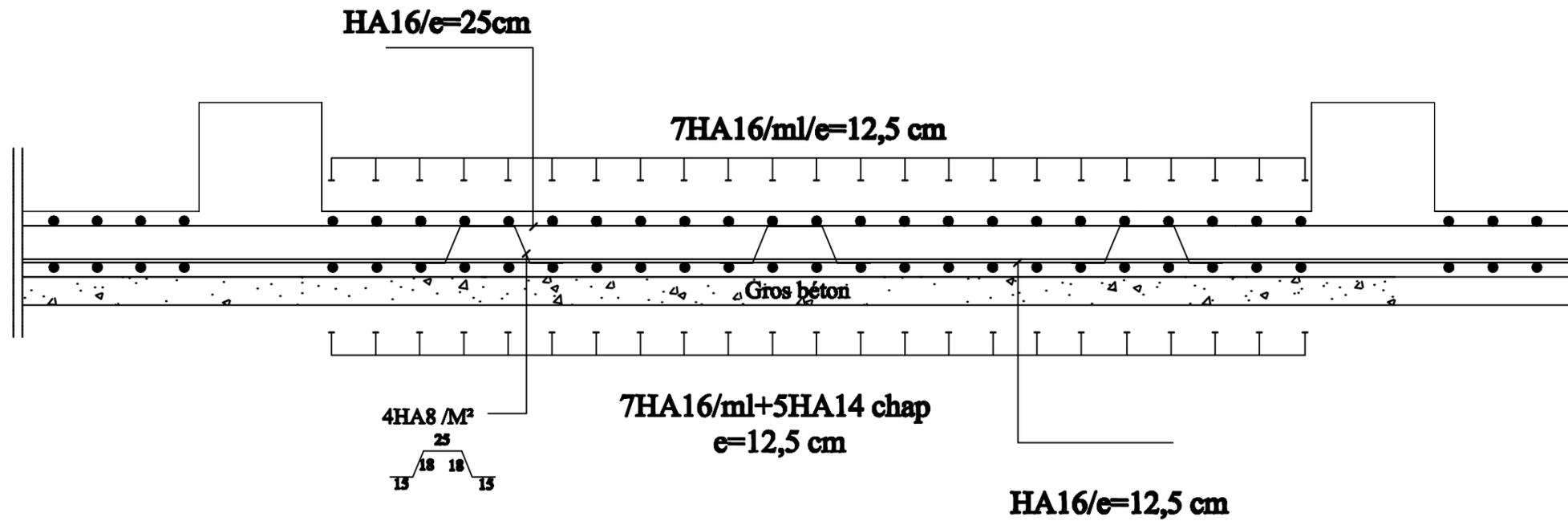
VOILES P7 ZONE III



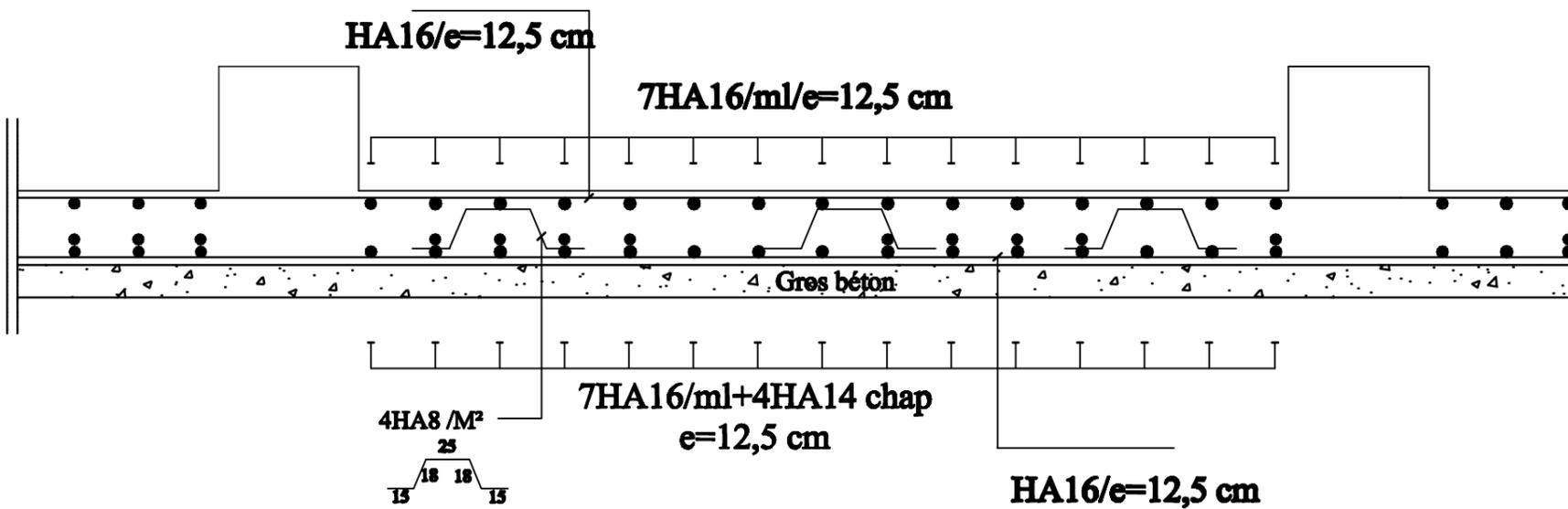
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELPOUF Noua	TITRE: FERRAILLAGE VOILE P7
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT	
PROMOTION 2017-2018	PLANCHES ECHELLES

Ferrailage tablier (Sens transversal)



Ferrailage tablier (Sens longitudinal)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle BOUAZZOUNI Fatima.
Melle DELFOUF Nora

TITRE:
- Ferrailage du tablier

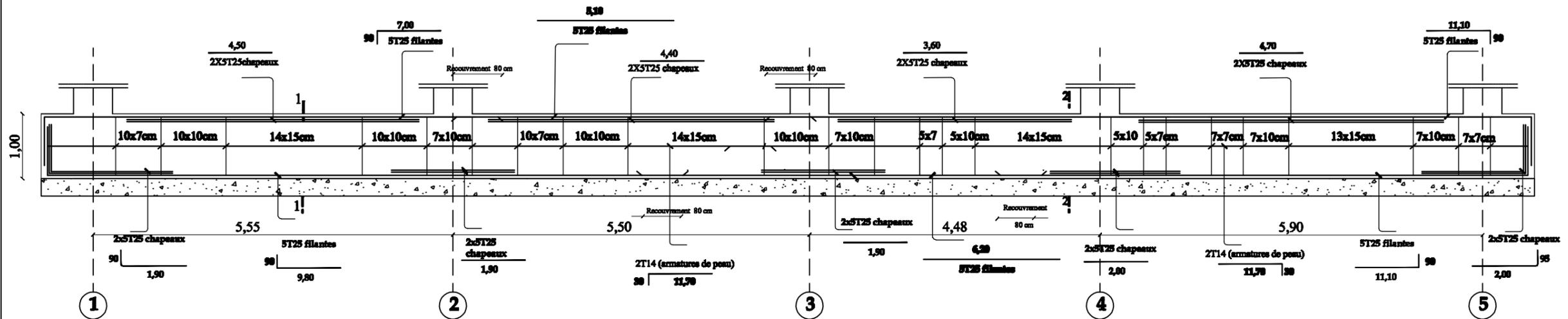
DIRIGE PAR :
Mr MEGHLAT

PROMOTION 2017-2018

PLANCHEN°

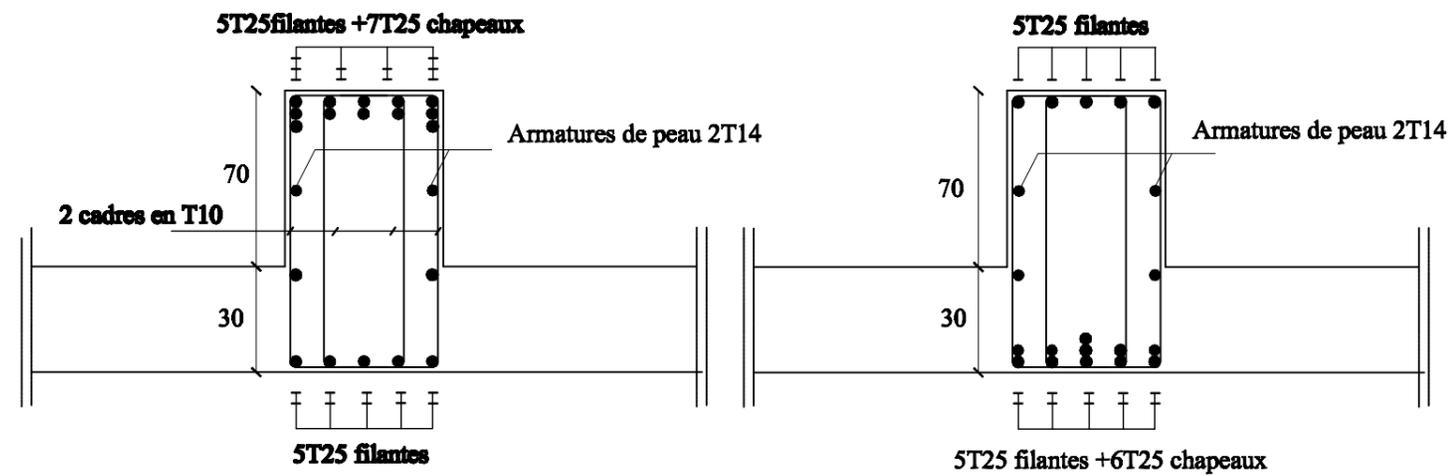
ECHELLE

Nervure centrale (Axe B)



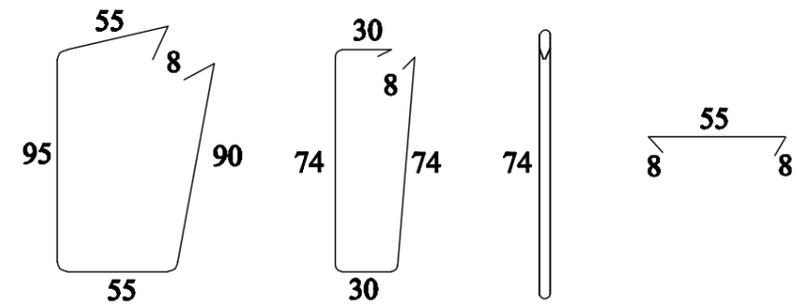
Coupe 1-1

Coupe 2-2



Cadres

Epingle



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle BOUAZZOUNI Fatima.

Melle DELFOUF Nora

DIRIGE PAR :

Mr MEGHLAT

PROMOTION 2017-2018

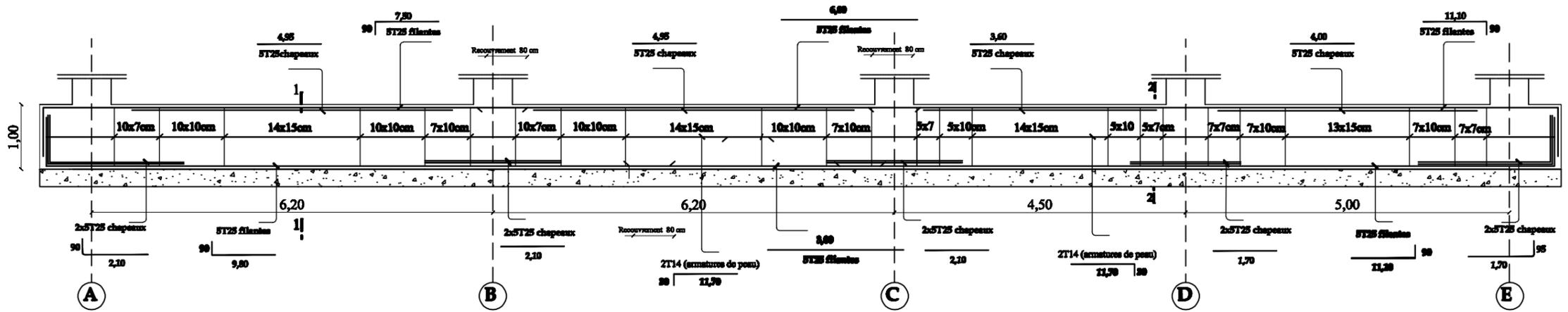
TITRE:

- Ferrailage Nervure AXE B

PLANCHE N°

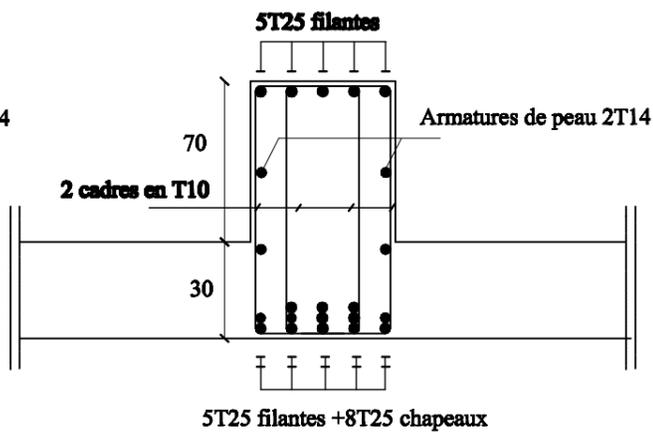
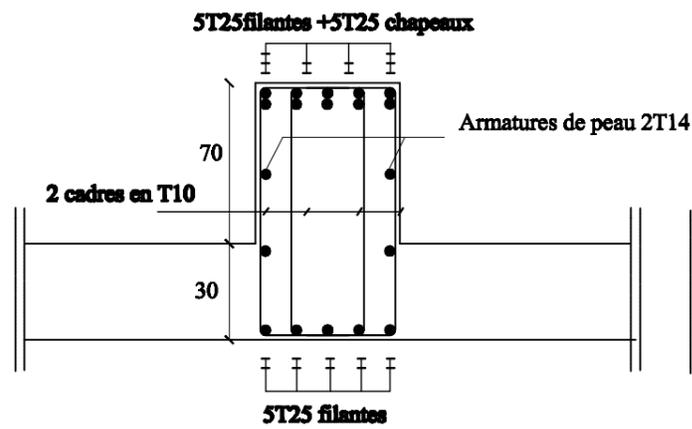
ECHELLE

Nervure centrale (Axe 2)



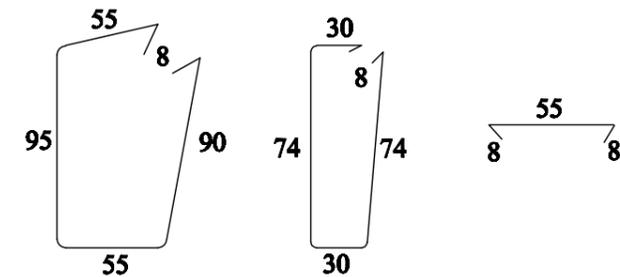
Coupe 1-1

Coupe 2-2



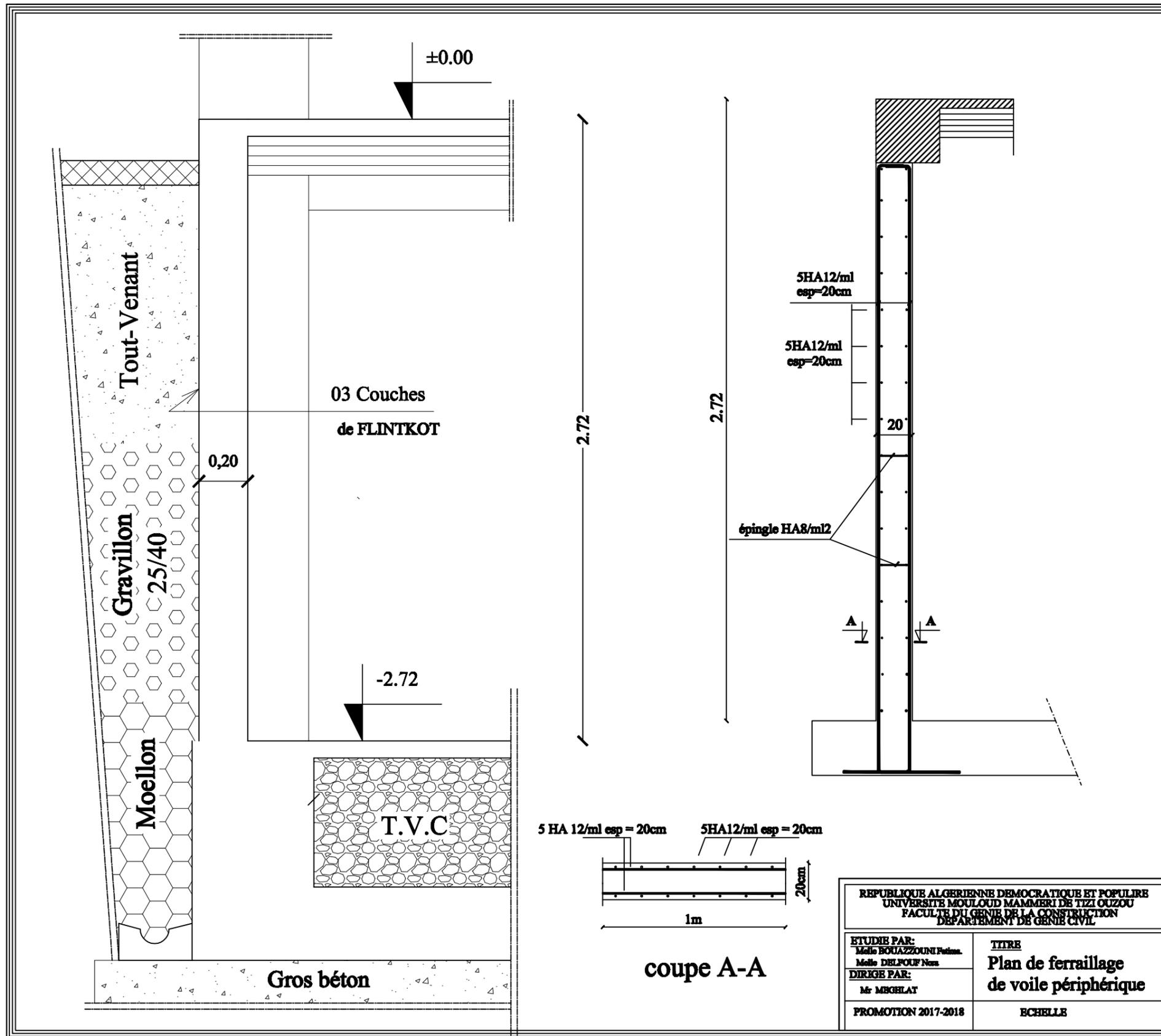
Cadres

Epingle



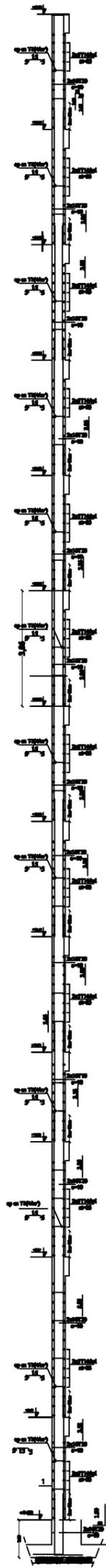
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima. Melle DELFOUF Nora DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT PROMOTION 2017-2018	TITRE: - Ferrillage Nervure AXE 2 FLANCHE N° ECHELLE
---	--

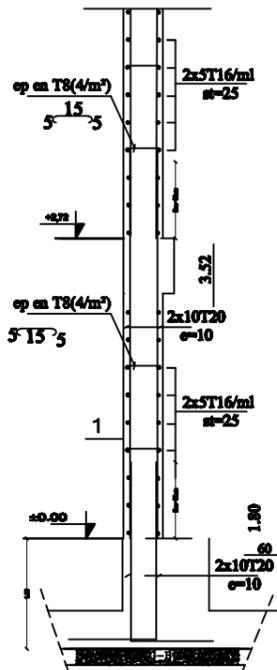


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle BOUAZZOUNI Fatma Melle DELPOUF Ness	TITRE Plan de ferrailage de voile périphérique
DIRIGE PAR: Mr MSGLAT	
PROMOTION 2017-2018	ECHELLE

coupe A-A



DÉTAIL DE FERRAILLAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Melle BOUAZZOUNI Fatima Melle DELFOUF Noem		TITRE: COUPE VERTICALE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT	
DIRIGE PAR : Mr MBGLAT			
PROMOTION 2017-2018	FLANCHEN°	ECHELLE	

BIBLIOGRAPHIE

Règlements:

- ✚ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✚ Règles de Conception et de Calcul des Structures-BétonArméCBA93.
- ✚ Règles de Calcul de Béton Armé Aux EtatsLimitesBAEL91.
- ✚ Document technique réglementaire DTRB.C.2.2.

Ouvrage:

- ✚ Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- ✚ Précis de résistance des matériauxJean-MARC DATAS
- ✚ Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- ✚ Tables de Pigeau de table de calcule a l'ELU et l'ELS.
- ✚ Cours et TD (Béton, MDSetRDM).
- ✚ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels:

- ✚ Logiciel ETABS 2009
- ✚ Logiciel de ferrailage SCOTEC
- ✚ EXCEL2007
- ✚ WORD 2007
- ✚ AUTOCAD 2009