

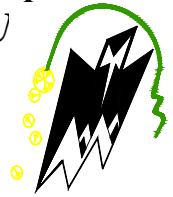
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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 d'ingénieur d'Etat en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte

Proposé par :

Bureau d'étude

Dirigé par :

M^r BOUHERAOUA

Etudié par :

M^{me} BOUSSAKOU Katia

M^r BOUDA Yacine

Promotion : 2017 /2018

REMERCIEMENTS

Toute nos gratitudes, grâces et remerciements vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **M^r BOUHERAOUA** pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce travail et sa disponibilité permanente.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce modeste travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Toute nos gratitudes vont à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et aux personnels de la bibliothèque du département Génie Civil.

Nous tenons aussi à remercier **Bureau d'études** d'architecte **RAHMA** pour leur aide précieuse.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous a apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de nos profondes gratitudes.

DEDICACE

Je dédie ce travail :

- ❖ A mon cher époux
- ❖ A mes chers enfants Koceyla et Ilina
- ❖ A mes parents.
- ❖ A ma belle mère .
- ❖ A tous mes amis (es).
- ❖ A toute la promotion 2017/2018.

Katia

DEDICACE

Je dédie ce travail :

❖ *Avant tout à mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma*

vie;

❖ *A mes très chers frères «Samir, Yahia, Mokrane»;*

❖ *A ma très chère sœur «Djedjiga, Fatiha, Djamila, Kahina»*

❖ *A mes très chères amies en particulier «Lyes, Arezki, khaled, Mohand, Salim,*

Boudlem... » ;

❖ *A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de notre travail.*

❖ *A ma binôme « Katia » et sa famille ;*

A tout mes camarades de la promotion 2017/2018.

Yacine

Sommaire

Introduction

- ◆

Annexe II

- ◆ Plans d'architecture

Chapitre I

- ◆ Présentation de l'ouvrage.....(1-12)

Chapitre II

- ◆ Pré dimensionnement.....(13-27)

Chapitre III

- ◆ Calcule des éléments.....(28-97)

Chapitre IV

- ◆ Modélisation de la structure.....(98-116)

Chapitre IV

- ◆ vérification.....(117-126)

Chapitre V

- ◆ Ferrailage des poteaux.....(127-135)

Chapitre VI

- ◆ Ferrailage des poutres.....(136-165)

Chapitre VII

- ◆ Ferrailage des voiles.....(166-176)

Chapitre VIII

- ◆ Etude de l'infrastructure.....(177-199)

Conclusion

- ◆

Annexe II

- ◆ Plans de coffrages et ferrailages

Bibliographie

- ◆(240)

Introduction

Pour répondre à la demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles nées des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux s'est imposée.

Dès lors, il est devenu nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés, du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventement mixte à usage d'habitation et commercial. Cette étude nous permettra d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort des occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire était lente, et pour cela l'ingénieur était obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour atteindre un résultat optimal..

A l'heure actuelle, nous disposons de nombreux programmes rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels nous pouvons citer : **ROBOT, SAP2000, ETABS...**etc.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. Et il est donc amené à maîtriser les outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

Dans le cadre de notre projet, la modélisation et le calcul de la structure se sont faits avec l'aide de logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2010** en raison de leur nombreux avantages

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

Le projet consiste à étudier une structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation et commercial) contreventée par des voiles et portiques.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté au chef-lieu de la willaya de **TIZI-OUZOU**, classée de moyenne sismicité (zone **IIa**) selon le **RPA99/** version **2003**.

La contrainte admissible du sol, évaluée par un laboratoire de géotechnique, est : $\sigma = 2$ bars.

I.2 DESCRIPTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- d'une (01) cage d'ascenseur. Ce projet de fin d'études porte sur le calcul de différents éléments résistants d'un bâtiment

(R + 8) à usage multiple, à ossature mixte. Ce bâtiment est classé comme ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**). Il est composé :

- d'un RDC à usage commercial,
- de huit (08) étages à usage d'habitation, chacun d'eux étant composé de deux (03) appartements,
- d'une (01) cage d'escalier,

I.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

Les caractéristiques de notre immeuble sont comme suit :

- **En plan**
 - Longueur totale du bâtiment : **20,50** m,
 - Largeur totale du bâtiment : **16,50** m.
- **En élévation**
 - Hauteur totale du bâtiment 28,56 m,
 - Hauteur du rez-de-chaussée : 4,08 m,
 - Hauteur d'étage courant : 3,06m.

I.4 ELEMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE

I.4.1 Ossature

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de structures.

- **Contreventement par portiques**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux) capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

- **Contreventement par voiles**

Il est composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ces éléments verticaux assurent la stabilité du bâtiment sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

I.4.2 Planchers

Le plancher est un élément de structure, horizontal qui sépare deux niveaux. Il a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal. Ils doivent supporter leur poids propre et les charges du niveau et transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tour aux poteaux puis aux fondations,
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux,
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité,
- Protéger contre les incendies,
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Cet ouvrage est constitué d'un seul type de plancher : plancher en corps creux. Ces corps creux sont portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

I.4.3 Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine.

I.4.4 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage. Il est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques mentionnées sur la figure ci-après.

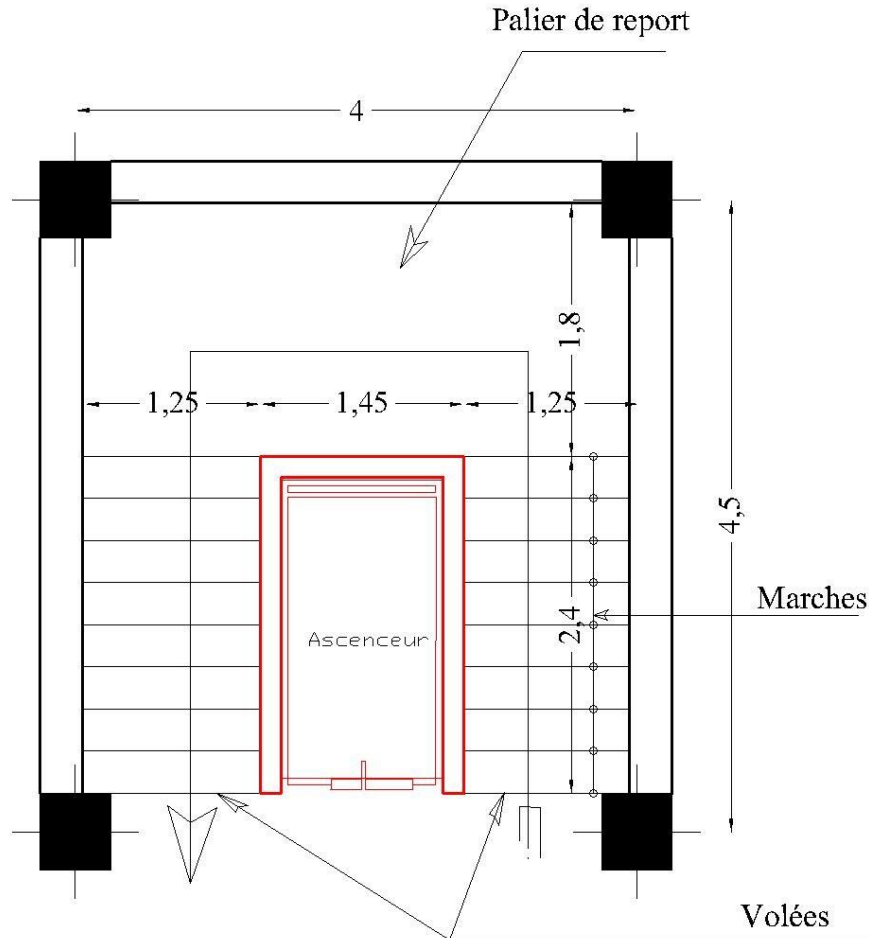


Figure I.1 Principaux termes relatifs à un escalier.

L'escalier est composé des éléments suivants :

- Le palier de départ,
- Le palier de repos,
- Le palier d'arrivée,
- la volée qui n'est autre qu'une suite ininterrompue de marches.

I.4.5 Cage d'ascenseur

Ce bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles et coulée sur place.

I.4.6 Maçonnerie

On distingue :

- les murs extérieurs (double paroi),
- les murs intérieurs (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- **les murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloisons de 25 cm, en briques creuses à 8 trous de 10 cm séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur,
- **les murs intérieurs** : ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm.

I.4.7 La terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.4.8 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs
- De la céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

I.4.9 Acrotère

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.10 Fondation

1. Définition

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

2. Fonction des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

3. Différents types de fondations

- **Les fondations superficielles**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous mur, radier.

- **Les fondations profondes**

C'est dans le cas où les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : pieux, puits.

4. Facteurs de choix du type de fondation

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : usage du bâtiment.
- **La nature de terrain** : connaissance du terrain par sondage et définition de ces caractéristiques géotechniques,
- **Le site** : urbain, montagne, bord de mer,...
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence d'eau,...
- **Le coût des fondations** : facture importante mais non décisive.

I.5 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites, à savoir le BAEL 91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1. Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

b.1. Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

b.2. Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

2. Résistances mécaniques du béton

2.1. Résistance à la compression f_{cj} [Art. A2.1, 11]

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un ciment de classe CPJ 32,5 dosé à 350 Kg/m³, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa)

- Pour $f_{cj} \leq 40$ MPa : $f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83j} f_{c28}$, exprimée en MPa
- Pour $f_{cj} > 40$ MPa : $f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$, exprimée en MPa

2.2 Résistance caractéristique en traction f_{tj} (Art. A2.1, 12 BAEL91)

Il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton. C'est pourquoi, on retient conventionnellement :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}, \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (ART A.2.1.12, BAEL 91)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}, \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa (annexe F)}$$

Dans notre cas :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

3. Module de déformation longitudinale du béton

3.1 Module de déformation longitudinale instantanée du béton

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{ART A.2.1.2.1.BAEL 91})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, On a : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$

3.2 Module de déformation longitudinale différée du béton :

Pour des chargements de longue durée (cas courant). On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{art 2.1, 2 BAEL91})$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice} \quad (\text{art 2.1, 2 BAEL91})$$

$$E_{vj} = 6100 \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa avec fumée de silice} \quad (\text{art 2.1, 2 BAEL91})$$

Pour notre cas : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$ soit $E_{vj} = 3700(25)^{\frac{1}{3}} = 10818,86563 \text{ MPa}$.

4. Module de déformation transversale

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

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

$$\nu : \text{coefficient de poisson } \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Et : $\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta l/l$: déformation relative longitudinale

5. Coefficient de Poisson

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

- $\nu = 0$: à l'ELU, pour le calcul des sollicitations (ART- 2.1.3, BAEL 91)
- $\nu = 2$: à l'ELU, pour le calcul des déformations (ART-2.1.3, BAEL 91).

6. Fluage du béton

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3E_i$.

7. Phénomène de retrait

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air libre tend à se raccourcir ; ceci est dû à l'évaluation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation,
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage,
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait,
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes,
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

8. Dilatation thermique

Une variation de température peut entraîner des dilatations qui engendrent ensuite des contraintes internes de traction.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalles, voile, façades...) des bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

9. Etat limite de contrainte de béton

On distingue deux états limites :

▪ Les Etats Limites Ultimes (E.L.U)

Ils sont associés à l'effondrement de la structure ou à d'autres formes de ruines structurales qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations données sur la figure I.2 (le diagramme de calcul dit parabole rectangle).

$$E_{bc1} = 20000$$

$$E_{bc2} = \begin{cases} 35000 & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (art. 4.3.41, BAEL 91)} \\ (4,5 - 0,025 \cdot f_{cj}) & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (art. 4.3.41, BAEL 91)} \end{cases}$$

- La valeur du calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $\theta = 1$ pour $t > 24h$
 $\theta = 0,9$ pour $t \leq 24$
 $\theta = 0,85$ pour $t < 1$

Et : γ_b coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5$ Pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les cas accidentels (situation accidentelle).

- La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

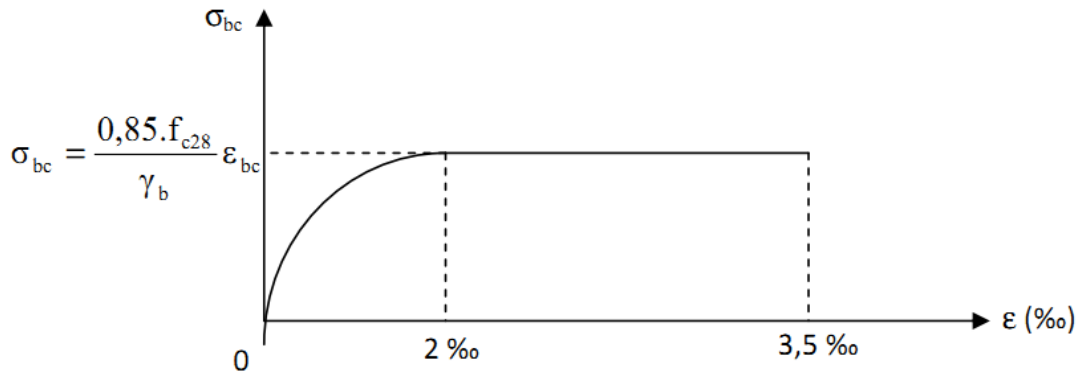


Figure I.3 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.

▪ Les Etats Limites de Service (E.L.S)

Ils correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits.

Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de **Hook** d'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S.

Pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $U=0,2$: la résistance mécanique du béton tendu est négligée (art-4.5.1, BAEL91). De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b=13333$ MPa)

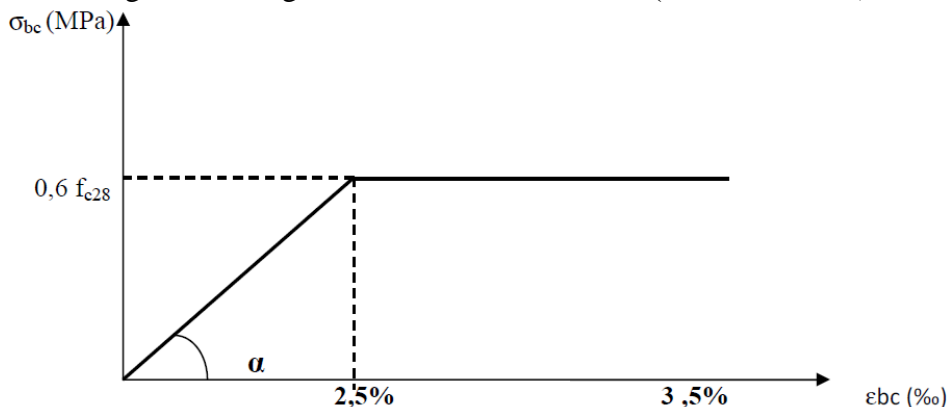


Figure I.4 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.

10. Poids volumique du béton

Le poids volumique est de l'ordre de :

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

I.6 ACIER

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 1,67%. Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression. Son rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton. Il est caractérisé par sa limite d'élasticité et son module d'élasticité.

I.6.1 Types d'aciers

On distingue 4 types d'aciers pour armatures :

- **Les aciers doux** : ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 à 235 MPa, ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I** : ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%, ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II** : ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%, ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis** : ayant une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8%, ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

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

Barres lisses	\emptyset	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

I.6.2 Contrainte limite dans les aciers

1. Contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (art 2.2.1 BAEL 91)}$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité qui est donné par :

- $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1,0$ pour les situations accidentelles.

α) Pour les aciers H.A, $f_e = 400$ MPa

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,15 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{400}{1,0} = 400 \text{ MPa}$$

β) Pour les aciers R.L, $f_e = 235$ MPa

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,15 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{235}{1,15} = 204 \text{ MPa}$$

$$\triangleright \gamma_s = 1,0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{235}{1,0} = 235 \text{ MPa}$$

γ) Pour les aciers soudés, $f_e = 520 \text{ MPa}$

$$\triangleright \gamma_s = 1,15 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{520}{1,15} = 452,17 \text{ MPa}$$

$$\triangleright \gamma_s = 1,0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{525}{1,0} = 500 \text{ MPa}$$

2. Contrainte limite de service

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque corrosion des armatures) on est amenée à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

On peut distinguer trois types de fissuration :

- *Fissuration peu nuisible*

Cas des éléments intérieurs, la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- *Fissuration préjudiciable*

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ (Art.A.4.5.32 BAEL 91).}$$

- *Fissuration très préjudiciable*

Milieu fortement agressif. Dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$, obtenue pour $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ et $\eta = 1.6$, est :

$$\sigma_{st} = 164,97 \text{ MPa, pour les HA.}$$

3. Notion d'états limites

Conformément aux règles de BAEL 91 deux catégories d'états limites sont distinguées à savoir :

a) L'état limite ultime (ELU)

A l'état limites ultime on doit satisfaire les critères suivants :

- Equilibre statique de l'ouvrage,
- La résistance de l'un des matériaux utilisés,
- Stabilité de forme (par de flambement).

b) L'état limite de service (ELS)

Les vérifications dans le cas de l'état limite de service portent sur :

- La contrainte maximale du béton à la compression,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

c) Règlements utilisés

Les calculs seront faits conformément aux règles BAEL 91 et RPA.

4. Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

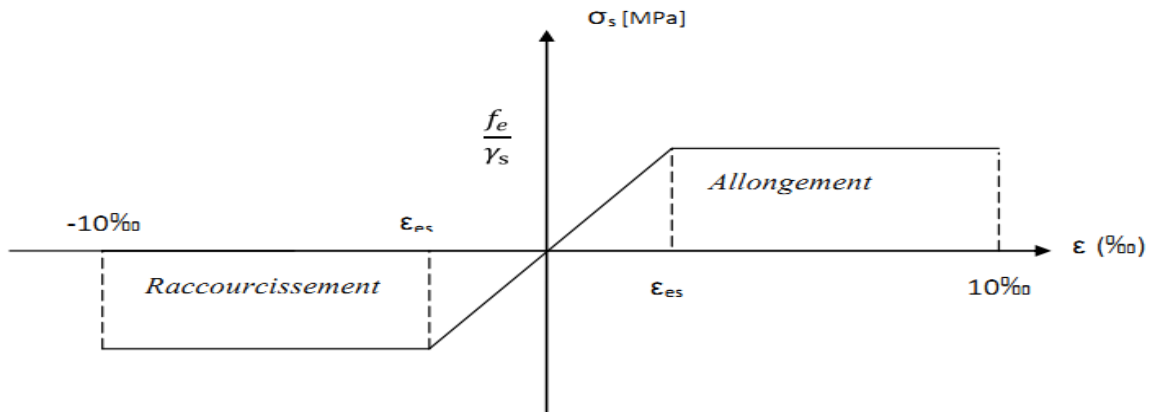


Figure I.4 Diagramme contraintes déformations de l'acier.

5. Protection des armatures (BAEL 91 mod 99 Art A.7.2.4)

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$ pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$ pour les parois situés dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Dans notre structure on prend un enrobage : $c = 3 \text{ cm}$.

I.7 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DE SOLS

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble, d'une bonne capacité portante. La contrainte admissible est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I.7.1 Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec : V_u : effort tranchant de la section étudiée (calculé à l'ELU).
 b_0 : valeur de largeur de la section cisailée.
 d : valeurs de la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u \leq \min(0,10f_{c28}; 3 \text{ MPa})$.

Chapitre II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 INTRODUCTION

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous passons au prédimensionnement des différents éléments de mon projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Ce prédimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / 2003
- Le CBA 93
- Le BAEL 91 révisé en 99

II.2 LES PLANCHERS

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

- UNE FONCTION DE RESISTANCE MECANIQUE

Le plancher doit pouvoir supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation ; En outre, il transmet les efforts aux poutres qui, à leur tour les transmettent aux poteaux. Ces derniers les transmettent aux fondations.

- **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique**

Elle est assurée par :

- Une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales,
- Un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes,
- Des hourdis associés avec des poutrelles,
- Une dalle de compression contre les bruits.

II.2.1 PLANCHER A CORPS CREUX

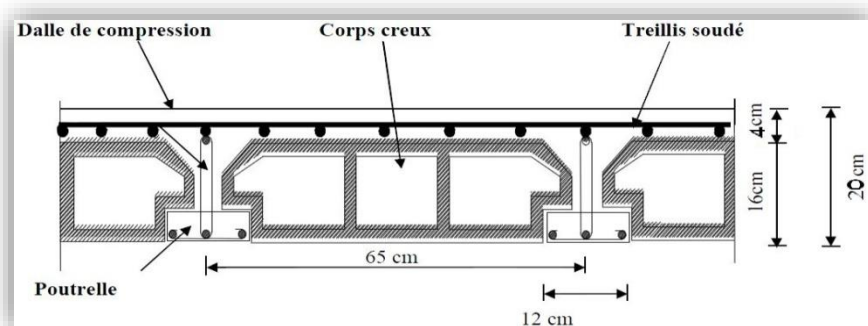


Figure II.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

La hauteur totale du plancher, notée « h_t » est donnée par : $h_t \geq \frac{h_{\max}}{(22,5)}$

Avec : h_t : hauteur du plancher

L_{\max} : portée libre de la plus grande portée dans le sens considéré.

Dans notre cas : $L(\max) = 450 - 35 = 415\text{cm}$

On aura donc : $h_t \geq \frac{h_{\max}}{(22,5)} = \frac{415}{22,5} = 18,44\text{cm}$

Ainsi, on adopte : **$h_t = 20\text{cm}$** .

Soit donc un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux,
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 PLANCHERS A DALLE PLEINE (BALCON ET PORTE A FAUX)

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante que les autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon leur portée.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule : $e \geq \frac{L_0}{10}$

Avec : L_0 : portée libre ($L_0 = 1,40\text{m}$).

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq \frac{L_0}{10} = 0.14\text{m} \approx 14.00\text{cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de : **15 cm**.

II.3 LES POUTRES

Ce sont des éléments en béton armé, coulé sur place. Leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le règlement BAEL 91 modifié 99 les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche et vérifiées par le RPA99 version 2003 (**Art 7.5.1**).

- Largeur: $h \geq 20\text{cm}$
- Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$
- Le rapport: $\frac{h}{b} \leq 4$

La hauteur « h » de la poutre est donnée par $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$: (**Art A4.14 BAEL 91 modifié 99**)

Avec:

L : portée max entre nus des appuis.

La largeur b est donnée par :

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

II.3.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE (SENS TRANSVERSAL)

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre**

On a: $L(\max) = 450 - 35 = 415\text{cm}$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.66 \leq h \leq 41.5$$

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

- **Largeur de la poutre**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \Rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

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

- **Vérification des conditions du RPA**

$$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33\text{cm} < 4$$

II.3.2 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES

Elles sont parallèles aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre**

On a: $L(\max) = 400 - 35 = 365$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \quad \Rightarrow \quad 24.33 \leq h \leq 36.50$$

On prend $h = 30\text{cm}$.

- **Largeur de la poutre**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

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

- **Vérification des conditions du RPA**

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16\text{cm} < 4$$

- **Conclusion**

- Poutre principale : **30 x 40** cm².
- Poutre secondaire : **30 x 35** cm².

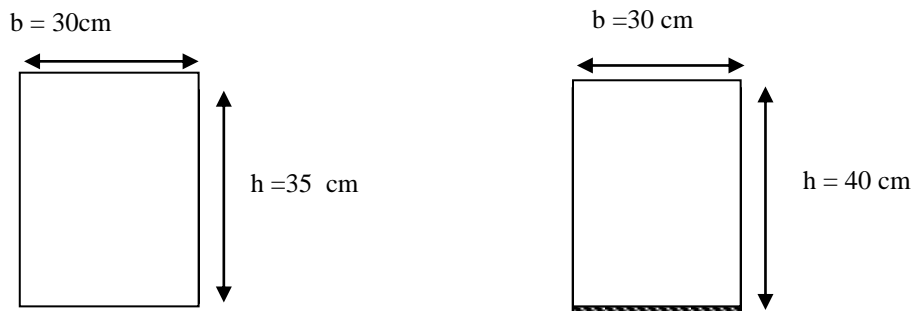


Figure II.2 Dimensionnement des poutres.

II.4 LES POTEAUX

II.4.1 GENERALITES

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Prédimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N**. On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charges.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}; \text{ avec: } N_s = G + Q$$

Nous avons : N_s : Effort normal de compression à la base du poteau.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

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

Selon le *RPA 99, A7.4.1*, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25\text{cm}$: zone **I** et **IIa**.
- $\text{Min}(b ; h) \geq 30\text{cm}$: zone **III** et **IIb**.
- $\text{Min}(b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$; h_e est la hauteur libre entre étages.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charges. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.4.2 DESCENTE DE CHARGES

1. Surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité B2.

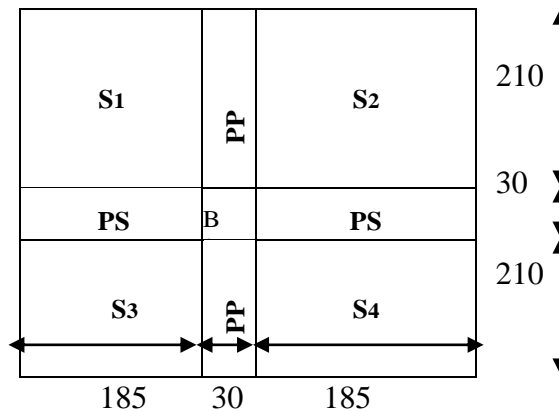


Figure II.3 Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (B₂) sera déterminée comme suit :

$$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Tel que :

- **Surface brute:**

$$S_b = 3.25 \times 3.45 \implies S_b = 18.00 \text{ m}^2$$

- **Surface nette:**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1.85 \times 2.10) + (1.85 \times 2.10) + (1.85 \times 2.10) + (1.85 \times 2.10)$$

$$S_n = 15.54 \text{ m}^2$$

2. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

2.1 Les charges permanentes

a. Les planchers

- **Plancher terrasse inaccessible**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.04	20	0.85
2	Etanchéité	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton 1,5%	0.08	22	1.54
4	Isolation thermique	0.04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0.2
6	Dalle en corps creux (16+4)	0.20	/	2,80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				Gt = 5,68

Figure II.4 Coupe verticale du plancher terrasse.

▪ Plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.1	10	0.90
				Gt = 5,14

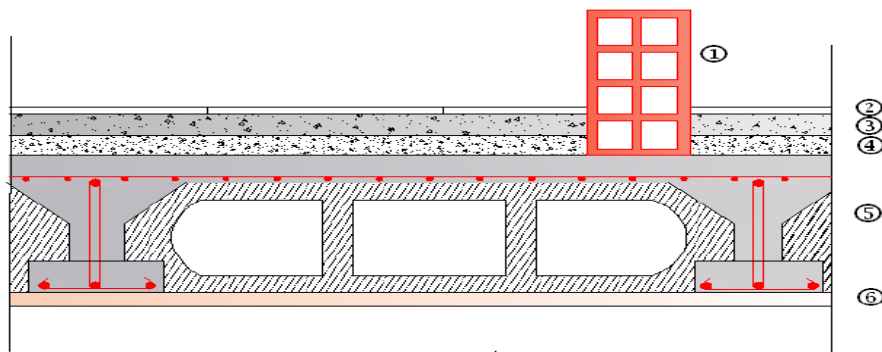


Figure II.5 Coupe verticale du plancher d'étage.

▪ Plancher dalle pleine (balcon)

1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
				Gt=5.31

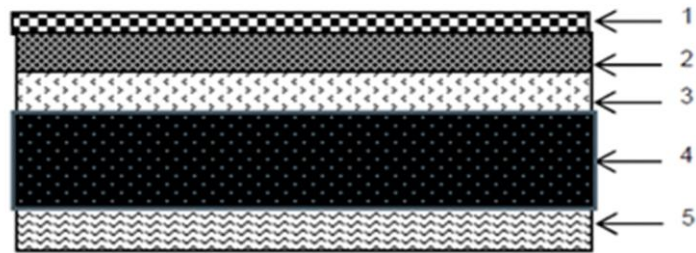


Figure II.6 Coupe du plancher en dalle pleine.

▪ murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				Gt =2,36

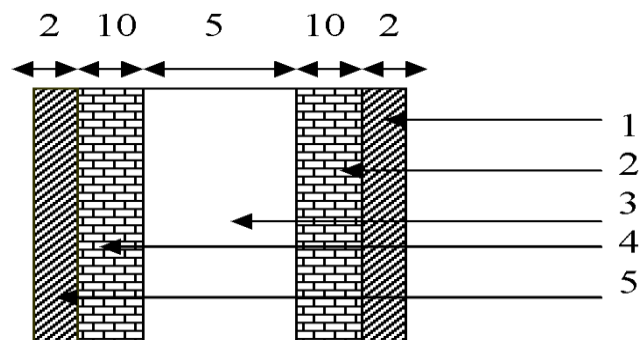


Figure II.7 Coupe verticale du mur extérieur.

▪ l'acrotère

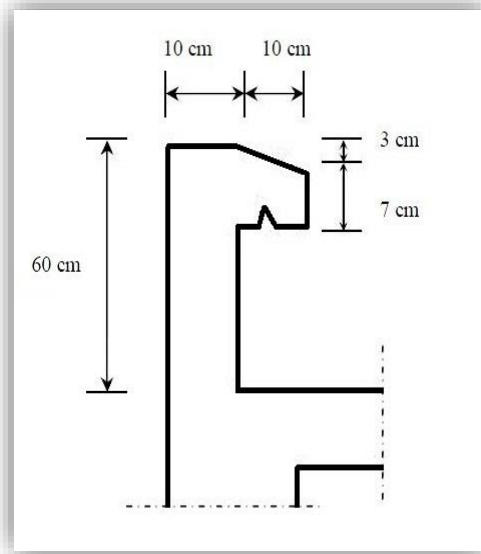


Figure II.8 coupe verticale de l'acrotère

La charge permanente de l'acrotère se calcule comme suit :

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr}$$

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] 1 = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G=1,71KN/m}$$

Tableau II.1 Charge permanente du mur intérieur

N°	Éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charge G (KN/ml)
1	Enduit de plâtre	1,5	0,1	0,15
2	Briques creuses	10	0,09	0,90
3	Enduit de plâtre	1,5	0,1	0,15
Charge permanente G_{Total}				1,2

▪ Les surcharges d'exploitations

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitation relatives aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II.2 Surcharge d'exploitation des différents éléments

Éléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,0
Plancher à usage habitation	1,5
Plancher à usage commercial	4
Balcons	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1,0

- **La descente de charge**

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités. Dans notre cas c'est le poteau B2.

A. Aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité

Elle est déjà calculée : $S = 10,1 \text{ m}^2$

b. Charges permanentes

- **Plancher :**

$$P = G \times S$$

- **Plancher terrasse**

$$P = 5,68 \times 15,54 = 88,26 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant**

$$P = 5,14 \times 9,74 = 79,87 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres**

- **Les Poutres principales et les poutres secondaires sont identiques**

$$P_{PP} = 4,20 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 4,00 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 09,71 \text{ KN}$$

D'au le poids total :

$$P_{\text{tot}} = 12,6 + 09,71 = 22,31 \text{ KN}$$

- **Poids des Poteaux**

La section adoptée selon le RPA : $25 \times 25 \text{ cm}^2$

- **Poteaux étage courant**

$$P = b \times h \times L \times \rho$$

$$P_{\text{pot}_{\text{etg}}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN.}$$

- **Poteaux du RDC**

$$P_{\text{pot}_{\text{RDC}}} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,37 \text{ KN.}$$

c Surcharge d'exploitation

-Plancher terrasse : $\Rightarrow Q_0 = 1,00 \times 15,54 = 15,54 \text{ KN}$

-Plancher courant : $\Rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,5 \times 15,54 = 23,31 \text{ KN}$

-Plancher RDC : $\Rightarrow Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 15,54 = 38,85 \text{ KN}$

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciaux.

Les règles du **BAEL** nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée du chargement sur tous les planchers.

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

Avec : $Q_0 = 1.00 \times 15.54$, $\sum_{i=1}^n Q_i$; Pour : $n \geq 5$.
 Coefficients de dégression de surcharges (DTR B.C. 2.2(4)(art6.3))

Figure II.3 valeurs de coefficient dégression ($\frac{3+n}{2n}$)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1(service)	R.D.C
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687

NIV_{TERR} : $Q_0 = 15.54$ KN.

NIV₇ : $Q_0+Q_1 = 15.54 + 23.31=38.85$ KN.

NIV₆ : $Q_0+0.95 (Q_1 + Q_2) =15.54+ 0.95 (2 \times 23.31) = 59.83$ KN.

NIV₅ : $Q_0+0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.54 + 0.90 (3 \times 23.31) = 78.47$ KN.

NIV₄ : $Q_0+0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3+ Q_4) = 15.54 + 0.85 (4 \times 23.31) = 94.79$ KN.

NIV₃ : $Q_0+0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4+ Q_5) = 15.54 + 0.80 (5 \times 23.31) = 108.78$ KN.

NIV₂ : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6) = 15.54 + 0.75 (6 \times 23.31) = 120.43$ KN.

NIV_{SER}: $Q_0 + 0.714 (Q_1+.....+ Q_6 + Q_{SER})=15.54+ 0.714 [(7 \times 23.31)] = 132.04$ KN.

NIV_{RDC} : $Q_0 +0.688(Q_1+ ...+Q_{RDC}) = 15.54 +0.687 [(7 \times 23.31) +38.85] =154.32$ KN.

Tableau II.4 Descentes des charges pour les poteaux.

N° de Niveau	Plancher (KN)	Poutre (KN)	Poteau (KN)	Charge (G) (KN)	(G) cumulée (KN)	coéff de(Q)	Surcharge (Q) (KN)	(Q) cumulée (KN)	Charge (N) N=G+Q (KN)	Section Trouvée (cm ²)	Section proposée (cm ²)
8	88,26	22,31		110,57	110,57	1	15,54	15,54	126,11	84,073	25x25
7	79,78	22,31	4,78	106,87	217,44	1	38,85	54,39	256,29	170,86	25x25
6	79,78	22,31	4,78	106,87	324,31	0,95	59,83	114,22	384,14	256,09	25x25
5	79,78	22,31	4,78	106,87	431,18	0,9	78,47	192,69	509,65	339,77	30x30
4	79,78	22,31	4,78	106,87	538,05	0,85	94,79	287,48	632,84	421,89	30x30
3	79,78	22,31	4,78	106,87	644,92	0,8	108,78	396,26	753,7	502,47	30x30
2	79,78	22,31	4,78	106,87	751,79	0,75	120,43	516,69	872,22	581,48	35x35
1	79,78	22,31	4,78	106,87	858,66	0,71	132,04	648,73	990,7	660,47	35x35
rdc	79,78	22,31	6,37	108,46	967,12	0,69	154,32	803,05	1121,44	747,63	35x35

- Sections des poteaux adoptées :

Les sections des poteaux adoptées sont donc:

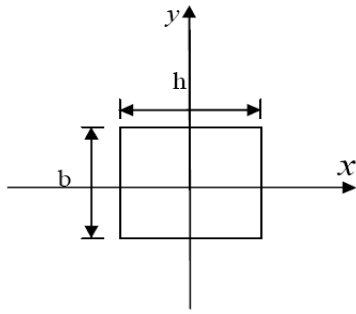
Section	25 x 25	30 x 30	35 x 35
Etage	6 ^{eme} à 8 ^{eme}	3 ^{eme} à 5 ^{eme}	RDC à 2 ^{eme}

Tableau II.5 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
25 X 25	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 25 \geq 25\text{cm}$.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \leq 25$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{25}{25} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
30 x 30	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \leq 30$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	Condition vérifiée
35 x 35	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \leq 35$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \leq 35$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \leq 35$	Condition vérifiée
$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée	

II.4.3 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés, suite à l’influence défavorable des sollicitations.



Il faut vérifier l'élanement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$ Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 \times l_0$)

i : Rayon de giration $i = \left(\frac{I}{S}\right)^{1/2}$

S : Section transversale du poteau ($S = b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie ($I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12}$; $I_{yy} = \frac{h^3 \times b}{12}$).

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b h^3 / 12}{b h}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 l_0}{h} \implies \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{h} = 2.425 \frac{l_0}{h}$$

Poteaux	Vérification au flambement ($\lambda = 2.425 \frac{l_0}{h} \leq 50$).	
Poteaux du RDC à 2 ^{ème} étage	$\lambda = 2.425 \frac{4.08}{0.35} < 50$	Condition vérifiée
	$\lambda = 2.425 \frac{3.06}{0.35} = 21.20 < 50$	
	$\lambda = 2.425 \frac{3.06}{0.35} = 21.20 < 50$	
Poteaux du 3 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	$\lambda = 2.425 \frac{3.06}{0.3} = 24.74 < 50$	Condition vérifiée
Poteaux du 6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	$\lambda = 2.425 \frac{3.06}{0.25} = 29.68 < 50$	Condition vérifiée

II.5 LES VOILES

II.5.1 GENERALITES

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

SELON LE RPA99/2003, ART 7.7.1, SONT CONSIDERES COMME VOILES LES ELEMENTS SATISFAISANT LA CONDITION SUIVANTE : $\ell \geq 4 A$, AVEC ℓ : PORTEE MIN DES VOILES.

A : EPAISSEUR DES VOILES.

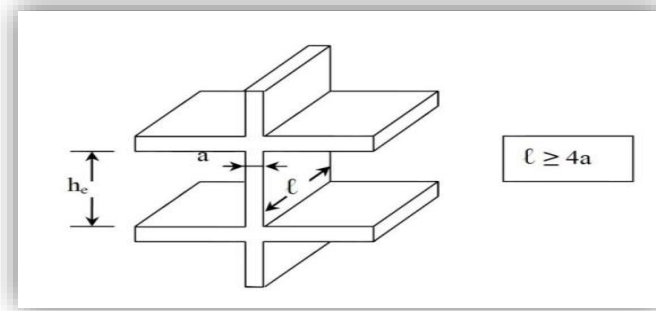


FIGURE II.9 COUPE DE VOILES EN ELEVATION

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.10.

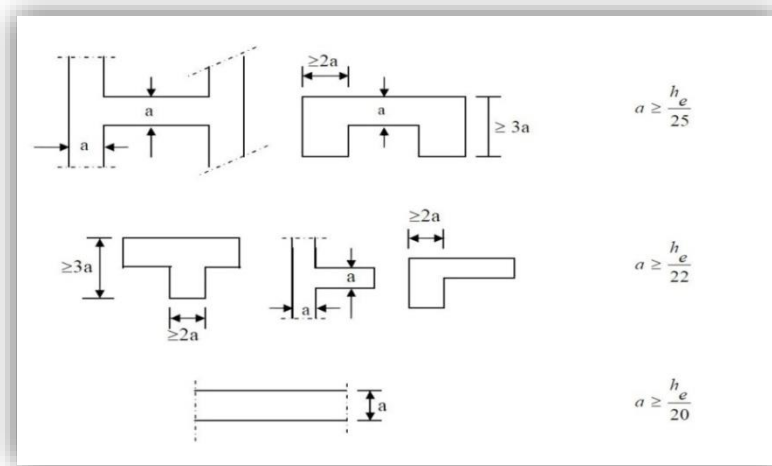


Figure II.10 Dimensionnement des voiles.

Dans notre cas, on prend :

a. Pour le RDC :

$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$, donc $e \geq 388 / 20 = 19,4 \text{ cm}$

b. Pour l'étage courant et l'étage de service :

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$, donc $e \geq 286 / 20 = 14,3 \text{ cm}$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles

- **Largeur minimale du voile :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à **4 fois** son épaisseur $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80$

III.2 PLANCHERS A CORPS CREUX

III.2.1 INTRODUCTION

La structure comporte des planchers en corps creux et une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- **Nervures** appelées poutrelles, de section en T, espacées de 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique de dimension 16cm.
- **Dalle de compression** en béton de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage d'armature de nuance **TS 520** dont l'espacement ne doit pas dépasser :
 - **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
 - **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

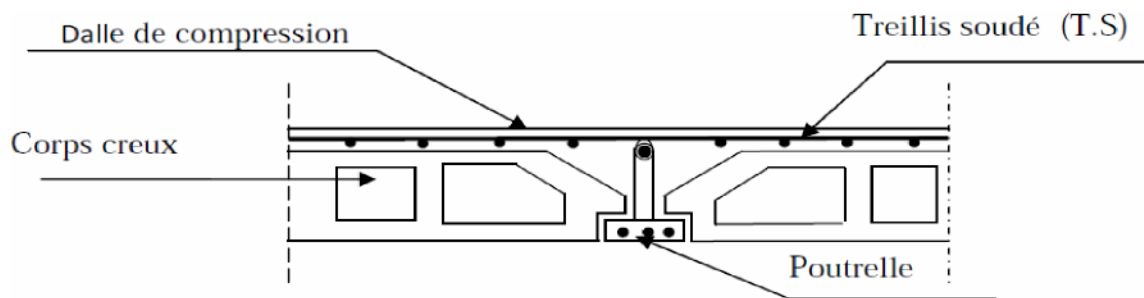


Figure III.2.1 Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.2.2 CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

On adopte $5T5/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

b. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III

III.3 DALLE BALCON ET PORTE A FAUX

III.3.1 Introduction

Ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive du plancher et libre aux extrémités, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

III.3.2 Dimensionnement

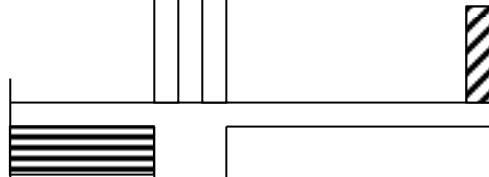


Figure III.3.1 Coupe descriptive.

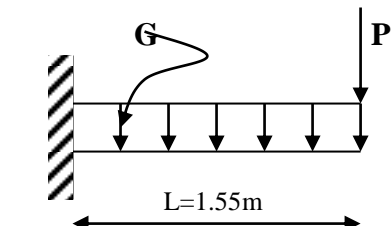


Figure III.3.2 Schéma statique.

Avec : G : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

P : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur extérieur en double cloisons.

- L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $e_p = 16 \text{ cm}$ (déterminée dans le chapitre II).

III.3.3 Détermination des charges et surcharges

a- Charges permanentes

La charge permanente de la dalle pleine définie dans le chapitre précédent est de: $G_1 = 5,5 \text{ KN/m}^2$

Puisqu'on travaille sur une bande de 1m de largeur, donc $G = 5,5 \times 1 \text{ m} = 5,5 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur en double cloisons de (10+15) cm : $P = 2,85 \times 2,9 \times 1 = 8,265 \text{ KN/ml}$

b- Surcharge d'exploitation

Surcharge de l'étage courant : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \times 1,00 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/ml}$.

III.3.4 Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le porte à faux est calculé en flexion simple.

1. La combinaison des charges

- Dalle : $q_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,5 + 1,5 \times 3,5 = 12,675 \text{ KN/ml}$.
- Double cloison : $q_{u2} = 1,35 P = 1,35 \times 8,265 = 11,157 \text{ KN}$.

III.3.5 Les sollicitations

- Le moment provoqué par la charge q_{u1}

$$M_{u1} = - \frac{q_{u1} \times L^2}{2} = - \frac{12,675 \times (1,55)^2}{2} = - 15,22 \text{ KN.m}$$

- **Le moment provoqué par la surcharge q_{u2}**

$$M_{u2} = - q_{u2} \times L = - 11,157 \times 1,55 = - 17,29 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Le moment total**

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = - 15,22 + (- 17,29) = - 32,51 \text{ KN.m}$$

Remarque : Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

- ✓ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12,675 \times 1,55 + 11,157$$

$$V_u = 30,8 \text{ KN}$$

III.3.6 Ferrailage

- **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32,51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,135 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

On a: $\mu = 0,135 \Rightarrow$ après interpolation : $\beta = 0,9275$

$$A_p = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,51 \times 10^3}{0,9275 \times 13 \times 348} = 7,75 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA14 = 9,23 cm² avec $S_t = 17 \text{ cm}$ ($S_t = b / \text{nombre de barre}$)

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopter 4HA10 = 3,14 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.7 Vérifications

a. Vérification de l'écartement des barres

Armature principales : $S_t = 17 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Armature secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1 / BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A = 10,06 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

Avec : U_i : périmètre utile de la barre.

Φ : diamètre de la barre.

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{30,8 \times 10^3}{0,9 \times 13 \times 26,376 \times 10^2} = 0,998 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30,8 \times 10}{100 \times 13} = 0,237 \text{ MPa} \leq 2,50 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Longueur de scellement droit

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm}$$

\Rightarrow Soient des crochets de longueur $L_a = 0,4 L_s$; (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

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

III.3.8 Calcul à l'état limite service (ELS)

- **Combinaison de charge (G+Q)**

$$q_{s1} = (G+Q) 1\text{m} = (5,5+3,5) \times 1\text{m} = 9 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = P \times 1\text{m} = 8,265 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

Le moment total agissant aura la valeur :

$$M_s = - \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = - \left(\frac{9 \times 1,55^2}{2} + 8,265 \times 1,55 \right) = - 23,62 \text{ KN.m}$$

III.3.9 Ferrailage

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23,62 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,098 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23,62 \times 10^3}{0,948 \times 13 \times 348} = 5,51 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}}$$

✓ Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

III.3.10 Vérification

a. Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{on a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 13} = 0,71 \quad \Rightarrow \quad \text{d'après les tableaux : } \{\beta_1 = 0,8774 ; K_1 = 25,85\}$$

$$\text{d'où : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{23,62 \times 10^3}{0,8774 \times 9,23 \times 13} = 224,35 \text{ MPa}$$

$$\text{enfin : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{224,35}{25,85} = 8,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

b. Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures)

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

c. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie que :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{16}{155} = 0,1032 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{16}{155} = 0,1032 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{32,51}{10 \times 32,51} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{9,23}{100 \times 12} = 0,0077 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE III

III.4 CALCUL DES ESCALIERS

III.4.1 DEFINITION

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux. Consistant en des marches et des paliers.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier des étages courant sont à deux volées et un palier intermédiaire, quand aux escaliers du RDC, il est à trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à deux volées et nous adapterons le même ferrailage pour les escaliers à trois volées.

III.4.2 TERMINOLOGIES

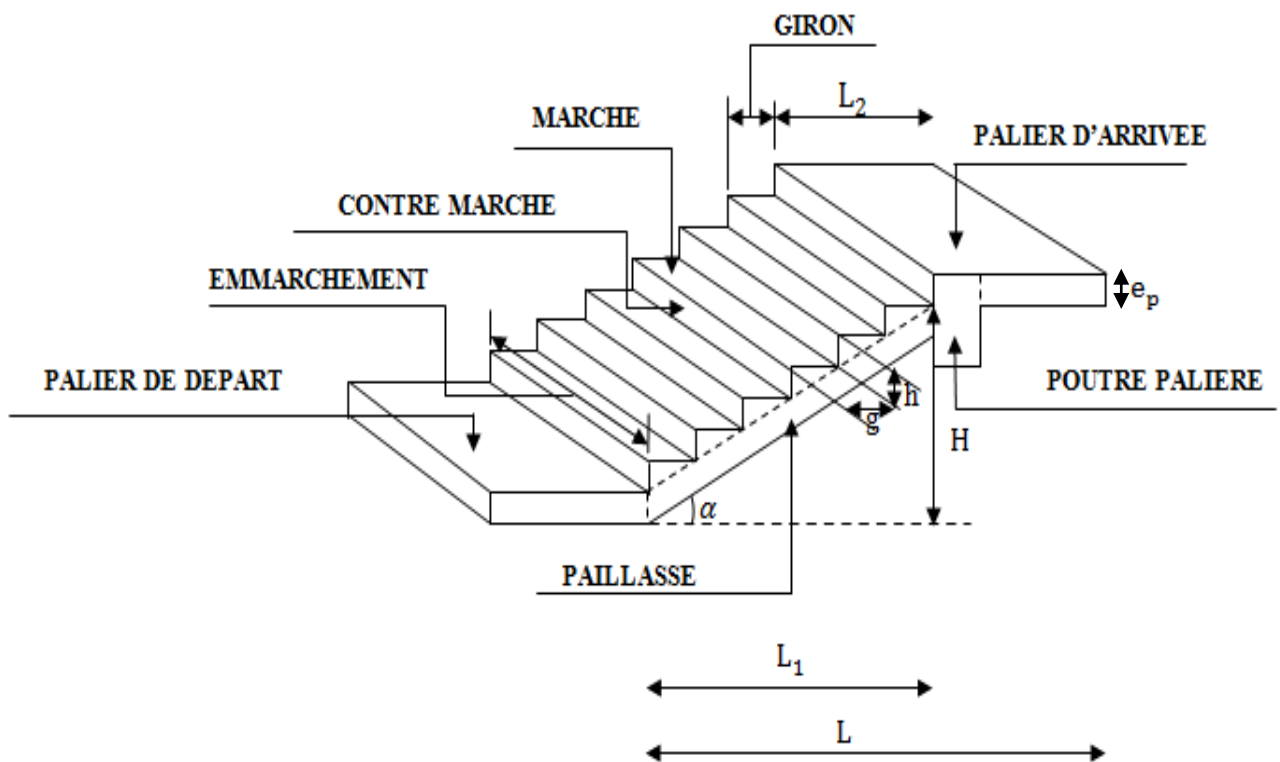


Figure III.4.1 Constituants d'un escalier.

- **La marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.,
- **La contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm,
- **La hauteur de la contre marche (h)** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives,
- **Le giron (g)** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches,
- **Une volée** : c'est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs,
- **Un palier** : c'est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires,

- **L'embranchement (E)** : il représente la largeur de la marche,
- **La paillasse** : c'est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches,
- **La ligne de foulée** : elle représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.4.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

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

a. Calcul du nombre de marches et contre marches

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire

Pour que l'escalier soit confortable, il faut que :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } h = 17 \text{ cm}$$

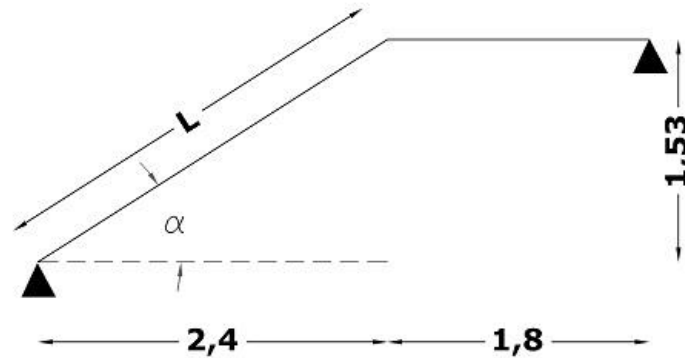


Figure III.4.2 Schéma statique.

Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche.}$$

$$h = \frac{H}{9} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times (17) = 64 \leq 65 \text{ cm} \rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

III.4.4 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L' + L_{\text{palier}}$

Avec L_0 : portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0,566 \quad \Rightarrow \alpha = 29,53$$

$$\cos \alpha = 0,870$$

Donc : $L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,870} = 276 \text{ cm}$

$$\frac{(276 + 180)}{30} \leq e_p \leq \frac{(276 + 180)}{20} \quad \Rightarrow 15,20 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,85 \text{ cm}$$

Soit : $e_p = 18 \text{ cm}$

III-3-5) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vu que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

III-3-5-1-a) charge permanente :

• Palier :

Poids propre: $25 \times 0,18 \times 1 = 4,5 \text{ KN/ml}$

Revêtement (mortier + carrelage): $\frac{2 \times 22 \times 0,02 \times 1}{1} = 0,88 \text{ KN/ml}$
 $G_1 = 5,38 \text{ KN/ml}$

• Paillasse :

Poids de paillasse: $\frac{25 \times 0,18 \times 1}{\cos \alpha} = 5,17 \text{ KN/ml}$.

Poids propre des marches : $\frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN/ml}$

• poids de revêtement :

Carrelage (2cm) : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$.

Mortier de pose : $= 0,40 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $= 0,20 \text{ KN/ml}$
 $G_2 = 8,34 \text{ KN/ml}$

III-3-5-1-b) charge d'exploitation :

• Palier : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/ml}$.

• Paillasse : $Q_2 = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III-3-5-2) combinaison de charge :

III-3-5-2-a) l'état limite ultime (ELU) : $1,35G + 1,5Q$.

- Palier : $q_{u1} = 1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 2,5 = 11,02 \text{ KN/ml}$.
- Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 8,34 + 1,5 \times 2,5 = 15,01 \text{ KN/ml}$.

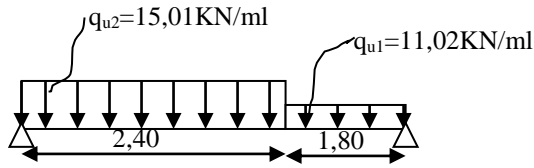


Schéma statique de calcul :

III-3-5-2-b) état limite de service (ELS) : (G+Q)

- Palier : $q_{s1} = 5,38 + 2,5 = 7,88 \text{ KN/ml}$.
- Paillasse : $q_{s2} = 8,34 + 2,5 = 10,84 \text{ KN/ml}$.

III-3-6) calcul à l'état limite ultime (ELU) :

III-3-6-1) calcul des réactions :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow 2,4q_{u2} + 1,80q_{u1} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 15,01 + 1,80 \times 11,02 = 55,86 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A + R_B = 55,86 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 1,80 \times \left(2,40 + \frac{1,80}{2} \right).$$

$$R_B \times L = 15,01 \times 2,4 \times 1,2 + 11,02 \times 1,80(2,40 + 0,9).$$

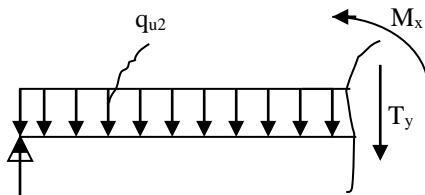
$$R_B = \frac{43,23 + 65,45}{4,20} = \frac{108,68}{4,20} = 25,87 \text{ KN}.$$

$$R_A = 55,86 - 25,87 = 29,99 \text{ KN}.$$

$$R_B = 25,87 \text{ KN}.$$

III-3-6-2) calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$.



$$T(x) = R_A - q_{u2}x = 29,99 \text{ KN}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 29,99 \text{ KN}$$

$$T(x=2,4) = 29,99 - 15,01 \times 2,4 = 27,17 - 36,02 = -6,03 \text{ KN}.$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{29,99}{15,01} = 1,99 \text{ m}$$

$$X = 1,99 \text{ m}, \quad 1,99 \in [0; 2,4].$$

Calcul de moment fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 29,99x - \frac{15,01}{2} x^2$$

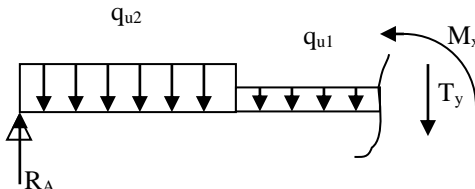
$$M(x) = 29,99x - 7,51x^2.$$

$$\begin{cases} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=2,4 & , \quad M(x=2,4) = 28,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1,99) = 29,99 \times 1,99 - 7,51(1,99)^2 = 29,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 29,93 \text{ KN.m.}$$

2^{ème} tronçon : $2,4 \leq x \leq 3,75$.



$$T(x) = R_A - q_{u2}(2,4) - q_{u1}(x-2,4)$$

$$T(x=2,4) = 29,99 - 15,01 \times 2,4 = -6,03 \text{ KN.}$$

$$T(x=4,20) = 29,99 - 15,01 \times 2,4 - 11,02(3,75 - 2,4) = -20,91 \text{ KN.}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 2,4 - q_{u1}(x-2,4) = 0.$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x=1,85, \quad x \notin [2,4, 3,75].$$

Calcul de moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,4 \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{u1} - (x-2,4) \left(\frac{x-2,4}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,4 \times (x-1,2) - q_{u1} \left(\frac{(x-2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 29,99 - q_{u2} \times 2,4(x-1,2) - 5,51 \left(\frac{(x-2,4)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 29,99 \times 4,20 - 2,4 \times 15,01(4,20 - 1,2) - 5,51((4,20 - 2,4)^2) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=4,20) = 0 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

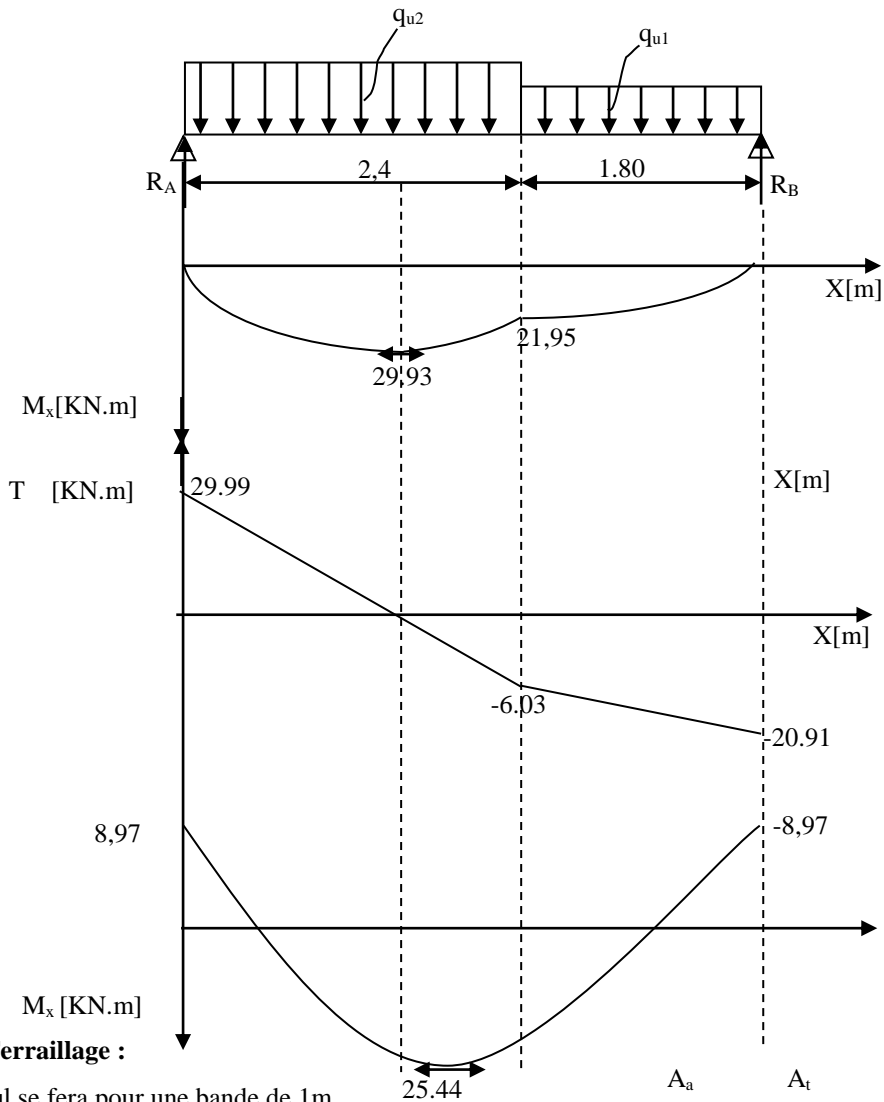
$$M_{u\text{ app}} = (0,3) M_{u\max} = (-0,3) \times 29,93 = -8,97 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u\max} = (0,85) \times 29,93 = 25,44$$

III-3-6-3) diagramme des sollicitations :

A l'ELU :



III-3-7) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

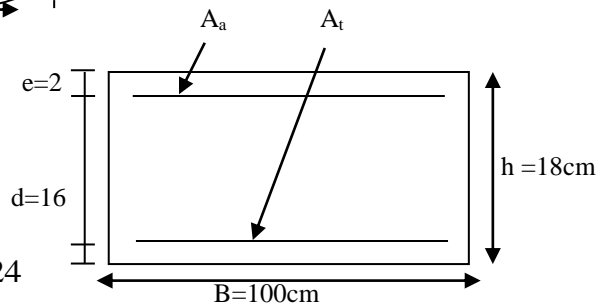
III-3-7-1) Armatures longitudinales :

➤ **aux appuis :**

$$M_{uapp} = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{8.97 \times 10^6}{1000 \times (160)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_b = 0,024 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$



.Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ($\overline{A_{uapp}} = 0$)

$$\mu_b = 0,024 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,990.$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,97 \times 10^6}{0,99 \times 160 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25[cm].

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 25,44 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,44 \times 10^6}{1000(160)^2 14,2} = 0,069.$$

$$\mu_b = 0,069 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,057 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,971.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,89 \times 10^6}{0,971 \times 160 \times 348} = 3,86 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 [cm].

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires $\overline{A_{ut}} = 0$.

III-3-7-2) Armatures de répartition :

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_r \leq \frac{3,14}{2}.$$

$$A_{\min} = 0,785 [\text{cm}^2].$$

Soit $4 \Phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement $S_t = 25 [\text{cm}]$.

➤ **En travée :**

$$\frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2}.$$

$$A_{\min} = 1,41 [\text{cm}^2].$$

Soit $5 \Phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement de 20[cm].

III-3-7-3) Vérification a l ELU :

III-3-7-3-a) Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A_{sapp} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_{ut} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2.$$

} \Rightarrow Alors la condition est vérifiée.

III-3-7-3-b) Répartition des barres :

Armatures de longitudinales :

$$S_t < \min (3h, 33\text{cm}) = 33 [\text{cm}]$$

$$S_t = (25, 20) [\text{cm}] < \min (3h, 33\text{cm}) = 33 [\text{cm}]$$

Armatures de répartition :

$$S_r < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ [cm]}$$

$$S_r = (25, 20) \text{ [cm]} < 45 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-7-3-c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis

(BAEL91Art61.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{u\max} = 29,99 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ [cm].}$$

$$\tau_{se} =$$

$$\frac{29,99 \times 10}{0,9 \times 16 \times 12,56} = \frac{299,9}{180,86} = 2,48 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-3-7-3-d) vérification des l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552) :

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min\{0,1f_{t28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{29,99 \times 10}{100 \times 16} = 0,187 \text{ [MPa]}. \quad \tau < \bar{\tau} = 2,5 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.}$$

III-3-7-3-e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :

• Influence sur le béton :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 100 \times 0,9 \times 25 \times 10^{-1}}{1,5} = 960 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 29,99 \text{ KN} \leq 960 \text{ [KN]}.$$

• Influence sur les armatures :

On doit vérifier :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15 \times 10^{-1}}{400} \left(29,99 + \frac{(-7,37) \times 10^2}{0,9 \times 16} \right)$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > -1,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$A = \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} \leq A_{app} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{29,99 \times 10}{348} = 0,860 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III-3-7-3-f) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91, Art61.21) :

$$\text{la longueur de scellement doit être : } L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{c28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa].}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,37 \text{ [cm].}$$

Vu que l'épaisseur de voile dans le quel il sera ancre, ou calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,12 \text{ [cm]}. \quad \rightarrow \text{On prend } L_s = 14 \text{ [cm]}.$$

III-3-7-4) Etat limite de service (à l'ELS) :

Calcul des sollicitations : Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l' ELS.

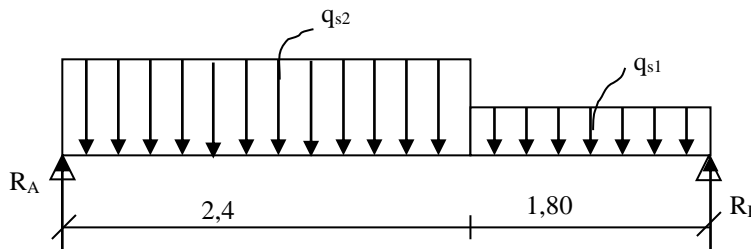
III-3-7-4-a) Combinaison de charge : G+Q

Palier : $q_{s1} = 5,38 + 2,5 = 7,88 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_{s2} = 8,34 + 2,5 = 10,84 \text{ KN/ml}$

III-3-7-4-b) Réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F / x = 0 &\Rightarrow 2,4q_{s2} + 1,35q_{s1} = R_A + R_B. \\ &\Rightarrow 2,4 \times 10,84 + 1,80 \times 7,88 = R_A + R_B \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 40.15 \text{ [KN]}. \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \sum M / A = 0 &\Rightarrow 3,75R_B = 2,4 \times 1,2 \times q_{s2} + 1,80 \times 3,07q_{s1} \\ &\Rightarrow R_B = \frac{2,4 \times 1,2 \times 10,84 + 1,80 \times 3,08 \times 7,88}{3,75} = \frac{31,22 + 32,76}{3,75} \text{ KN}. \\ &\Rightarrow R_B = 19.98 \text{ [KN]} \end{aligned}$$

$$R_A + R_B = 36,66 \text{ KN} \quad \Rightarrow R_A = 40.15 - 19.98 = 20.17 \text{ KN}$$

$$R_A = 19.98 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.17 \text{ KN}.$$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$.

Calcul de l'effort tranchant:

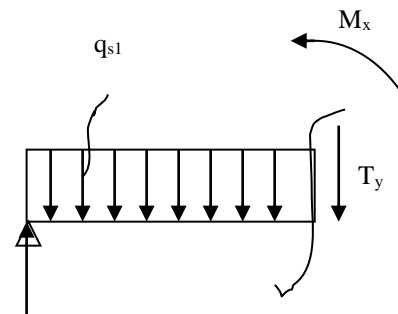


Schéma statique de calcul.

$$T(x) = R_A - q_{s2} \cdot x = 19.98 - 10,84x$$

$$\begin{cases} X=0 & \Rightarrow T(x=0) = 19,98 \\ X=2,4 & \Rightarrow T(x=2,4) = 19,98 - 10,84 \times 2,4 = -6,04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow 19,98 - 10,84x = 0 \Rightarrow x = \frac{19,98}{10,84} = 1,84 \text{ [m]}$$

$$X = 1,84 \in [0, 2,4].$$

Calcul de moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s2} \frac{x^2}{2}$$

$$X=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

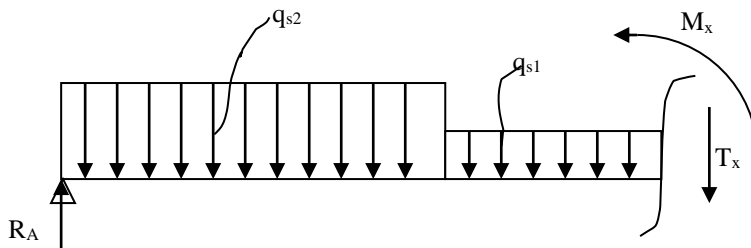
$$X=2,4 \text{ m}, \quad M(x=2,4) = 19,98 \times 2,4 - 10,84 \frac{(2,4)^2}{2} = 16,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{x \text{ max}} = (x=1,84) = 19,98(1,84) - 10,84 \frac{(1,84)^2}{2} = 18,41 \text{ KN.m.}$$

2^{ème} tronçon : $2,4 \leq x \leq 4,2$.

Calcul de l'effort tranchant :

Schéma statique de calcul :



$$T(x) = R_A - q_{s2} \times 2,4 - q_{s1} (x - 2,4)$$

$$T(x=2,4) = 19,98 - 10,84 \times 2,4 - 7,88(0) = -6,04 \text{ KN.}$$

$$T(x=4,2) = 19,98 - 10,84 \times 2,4 - 7,88(1,80) = 20,17 \text{ KN.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 19,98 - q_{s2} \times 2,4 - q_{s1} x + 2,4 q_{s1} = 0.$$

$$\Rightarrow x = \frac{(q_{s1} - q_{s2}) \times 2,4 + 19,98}{q_{s1}} = \frac{(7,88 - 10,84)2,4 + 19,98}{7,88} = 1,52 \text{ m}$$

$$X \notin [2,4, 4,2].$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M(x) = R_A x - 2,4 q_{s2} \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{s1} (x - 2,4) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)$$

$$M(x) = R_A x - 2,4 q_{s2} \left(x - \frac{2,4}{2} \right) - q_{s1} \left(\frac{(4,2 - 2,4)^2}{2} \right)$$

$$M(x=2,4) = 19,98 \times 2,4 - 2,4 \times 10,84(2,4 - 1,2) - 7,88 \left(\frac{(4,2 - 2,4)^2}{2} \right)$$

$$M(x=2,4) = 3,97 \text{ N.m.}$$

$$M(x=4,2) = 19,98 \times 4,2 - 2,4 \times 10,84(4,2 - 1,2) - 7,88 \left(\frac{(4,2 - 2,4)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 83,92 - 78,05 - 7,18 = 0.$$

En considérant l'effort du semi encastrement aux appuis

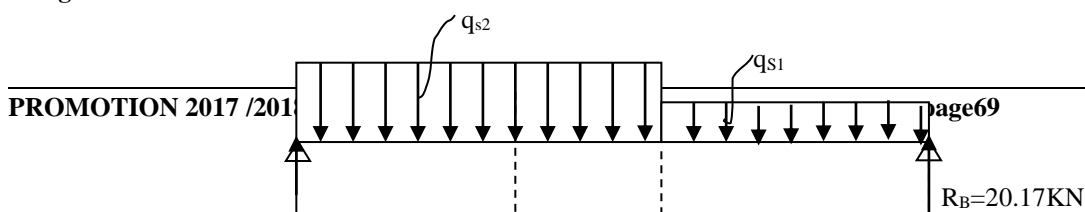
Le moment aux appuis :

$$M_s^a = (-0,3) M_{\text{max}} = (-0,3) \times (18,41) = 5,52 \text{ KN.m.}$$

Le moment en travée :

$$M_t^s = 0,85 M_{\text{max}} = (0,85) \times (18,41) = 15,65 \text{ KN.m.}$$

Diagramme de la sollicitation à l'ELS :



$$R_A = 19.98 \text{ KN}$$

I-3-8) vérification à l'ELS :

III-3-8-1) contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ **Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,194.$$

$$\rho_1 = 0,194 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left. \begin{array}{l} \beta_1 \\ K \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0,930 \\ 0,018. \end{array}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{5,52 \times 10^3}{3,14 \times 0,930 \times 16} = 118,14 \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,018 \times 118,14 = 2,13 < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,05 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,283 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} \beta = 0,216 \\ K = \frac{1}{44,52} = 0,022 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{15,06 \times 10^3}{4,52 \times 0,916 \times 16} = 119,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 119,21 = 2,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,62 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-8-2) Etat limite d'ouverture des fissurations :

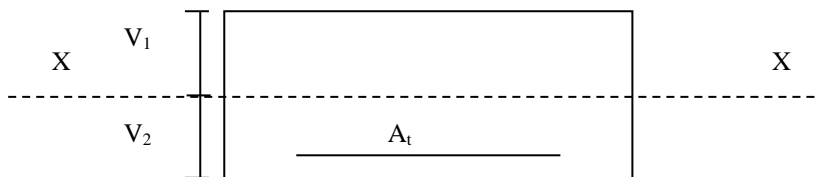
Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-8) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) : [ArtB651 BAEL83]

$$1) \frac{h}{l} = \frac{18}{375} = 0,048 < 0,055 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{18}{420} = 0,043 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,095 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{sa}}$$


Avec :

q = max (palier, volée) = 10,84 KN/ml.

E_v : module de déformation différée = 10818,87 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1867,8 \text{ cm}^2.$$

$$S/xx = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{100 \times (18)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 16$$

$$S/xx = 17284,8 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{17284,8}{1867,8} = 9,25 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,25 = 8,75 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15[A_1(V_2 - c_1)] = \frac{100}{3} [(9,25)^3 + (8,75)^3] + 15(4,52)(8,75 - 2)$$

$$I = 51801,52 \text{ [cm]}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 10,84 \times (420)^4}{384 \times 108188,7 \times 51801,52} = 0,77 \text{ cm}.$$

$$\text{On a } f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ m}.$$

$$f = 0,77 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

II 3-9) Poutre palière:

III- 3-9-1) Introduction:

la poutre palière est encastree à ses extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III 3-9-2) pré dimensionnement :

Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \leq h \leq 31,5 \text{ cm.}$$

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ on opte pour $h_t = 30 \text{ [cm]}$

Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ [cm]}$$

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

III -3-9-3) charge revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN / ml.}$

de palier (ELU) : 20.91KN/ml.

Réaction du palier (ELS) : 20.17KN/ml.

III-3-9-4) A l' ELU :

Calcul du moment et l'effort :

$$q_u = (1,875) \times 1,35 + 20,91 = 23,44 \text{ KN / ml.}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{23,44 \times (4,20)^2}{8} = 51,69 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 51,69 \text{ KN.m.}$$

L'effort tranchant :

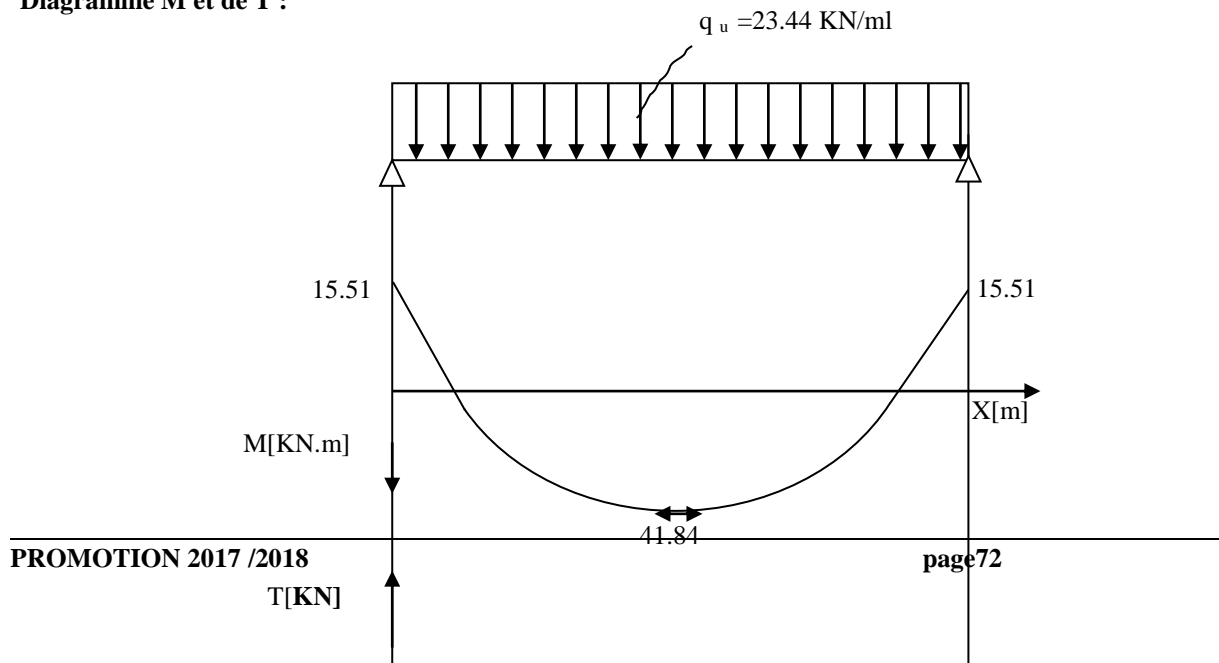
$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{23,44 \times (4,20)}{2} = 49,22 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effort de semi encastrement on aura.

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -15,51 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 41,84 \text{ KN.m.}$$

Diagramme M et de T :



49.22

III-3-9-5) Ferrailage :➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.84 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0.150 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0.150 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,939.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41.84 \times 10^3}{0,939 \times 28 \times 348} = 4.56 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA12=5.65cm².➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 = \mu_R \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,056 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,978.$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.51 \times 10^3}{0,978 \times 28 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_{app}=3HA12=3,92cm².

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \quad \text{OK.}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$6,78 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 30 \text{ cm}^2.$$

III-3-9-5-1) Vérification à l'ELU :**III-3-9-5-1-1) Condition de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA522) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

La contrainte tangente prise est égale à :

$$\tau_u = 0,58 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

alors $\tau_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-3-9-5-1-2) influence de l'effort tranchant aux voisinage des appuis (BAEL91Art5.132) :

- Influence des aciers :

$$A_u = \frac{T_u^{\max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{40 \times 70 \times 10^5}{348} = 1,17 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 3,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Influence sur le béton :

$$T_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 40,70 \text{ KN} \leq 0,4 \times 250 \times (0,9 \times 280) \times \frac{25}{1,5} = 168 \text{ KN.}$$

$$T_u = 40,70 \text{ KN} \leq 168 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-9-5-1-3) vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91, ArtA613):

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi f_{t28}.$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_e = \frac{40,70 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,42 \text{ [MPa]}.$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

III-3-9-5-1-4) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}.$$

$$l_s = \frac{315 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}.$$

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixe a 0,4l_s. $L_{ac} = 0,4l_s = 0,4 \times 42,43 = 16,93 \text{ cm.}$

III-3-9-5-1-5) les armatures transversales (BAEL91Art722) :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_t, \frac{L}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{12, 8,57, 25\} = 8,57 \text{ mm.} \quad \Phi_t \leq 8,57 \text{ cm}^2.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : longueur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{er} lit maintenues par cadres.

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$ (un cadre de 2,01 cm²).

On choisit $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Calcul des espacements (BAEL91Art51.22) :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(25,2, 40) = 25,2 \text{ cm}.$$

$$\text{Zone nodal: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}, 12\Phi, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm}\right) = 7,5 \text{ cm}.$$

Soit: $S_t = 7,5$ [cm].

$$\text{Zone courant: } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}.$$

Soit: $S_t = 15$ [cm]

Le RPA révisé 2003 : la quantité d'armatures transversales minimale est
Donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003 S_b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée

III-3-10) Vérification à l'ELS:

Après les différentes étapes de calcul, comme à l'ELU on aura :

$$q_s = (1.5) + 20.17 = 21.67 \text{ KN/ml}.$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(21.67)(4.2)^2}{8} = 47.78 \text{ KN.m}.$$

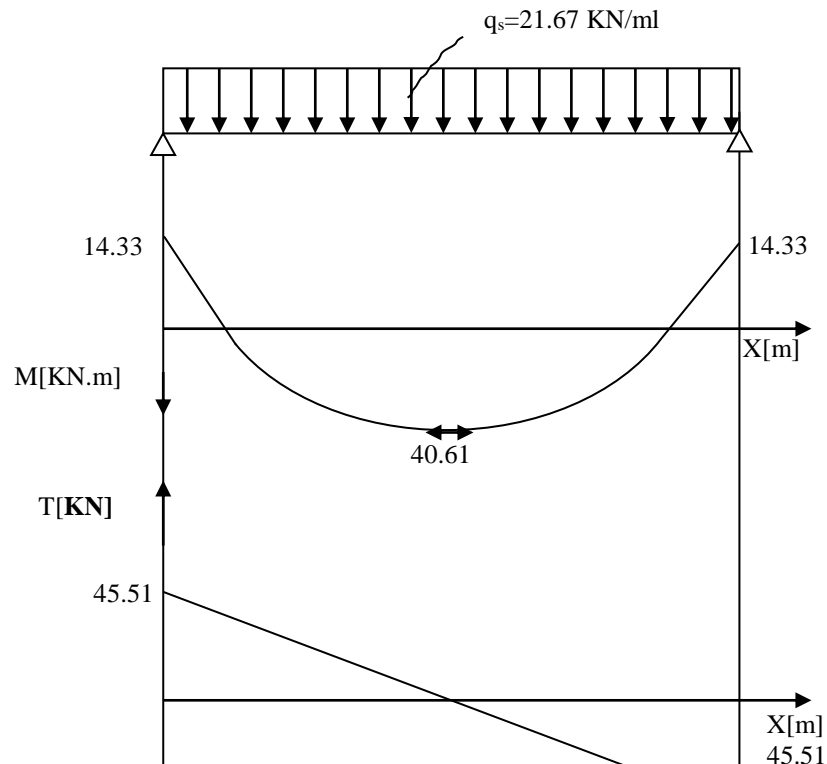
$$\text{L'effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(21.67)(4.20)}{2} = 45.51 \text{ KN}.$$

Etant donné l'effet de semi encastrement :

$$M_{\text{sapp}} = (-0,3) M_{0s} = -14.33 \text{ KN.m}.$$

$$M_{\text{st}} = (0,85) M_{0s} = 40.61 \text{ KN.m}.$$

III-3-10-1) diagramme des sollicitations à l'ELS :



III-3-10-2) vérification des contraintes à l'ELS :**1) état limite de compression du béton :**

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{app}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895. \\ K = \frac{1}{32,62} = 0,03. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{uapp}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{9,44 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 111,12 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 111,12 = 3,33 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 3,33 < 15MPa \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,448 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K = 0,03 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 111,12 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 111,12 = 3,33 [MPa] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 [MPa]. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) état limite d'ouverture des fissures (BAEL91.ArtB.6.3) :

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier car l'élément et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

3) état limite de déformation :

Pour dispenser de calcul de la flèche on vérifie.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{30}{315} = 0,0967 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,0967 < \frac{M_t}{10 \times M \times s} = \frac{18,55}{10 \times 22 \times 29} = 0,083. \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Alors le calcul de la flèche est indispensable.

$$F = \frac{5 \times q_{s \max} \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}}.$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62cm.$$

E_v : module de la déformation différée égale à : 10818,87MPa

I : module d'inertie de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_{ut}$$

$$B_0 = 25 \times 30 + 15 \times 4,62 = 819,3cm.$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15A_{ut} \times d}{B_0} = \frac{25 \times \frac{30^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 28}{819,3} = 15,47cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15,47 = 14,53cm.$$

$$I = \frac{b}{3} (\overline{V}_1^3 + \overline{V}_2^3) + 15A_{ut} (\overline{V}_2 - 2)^2$$

$$I = \frac{25}{3} (15,47^3 + 14,53^3) + (14,53 - 2)^2 \times 15 \times 3,39 = 64399,12 \text{ cm}^4.$$

$$F = \frac{5 \times 18,56 \times (310)^4}{348 \times 108188,7 \times 643999} = 0,32 \text{ cm}$$

$$F = 0,32 \text{ cm} \quad \langle \overline{f} = 0,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.} \rangle$$

CHAPITRE III

III.5 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse, semi encastré à ses extrémités. Sa portée max est de **4.00 m**.

III.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré $\Rightarrow L = 400\text{cm}$

a. Hauteur de la poutre

Elle est donnée par :

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \leq h_t \leq 40$$

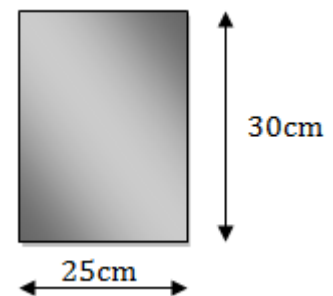
On prend : $h_t = 30\text{ cm}$

b. Largeur de la poutre

Elle est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

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



▪ Vérification des exigences du RPA99, Art7.5, 1

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on opte pour une poutre de dimensions **(25 x30) cm²**.

III.5.2 CHARGE REVENANT A LA POUTRE

Poids propre de la poutre: $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875\text{KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui A :

$$\text{A l'ELU : } T_u = 27,79\text{KN}$$

$$\text{A l'ELS : } T_s = 19,82\text{KN}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + \frac{T_u}{l} = 1,35(1,875) + \frac{27,79}{1\text{ml}} = 30,32\text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + \frac{T_s}{l} = (1,875) + \frac{19,42}{1\text{ml}} = 21,25\text{ KN/ml}$$

III.5.3 CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

a. Calcul du moment et de l'effort tranchant

▪ Effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30,32 \times 4,00}{2} = 60,64\text{ KN}$$

▪ **Le moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30,32 \times (4,00)^2}{8} = 71,96 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs, d'après la méthode forfaitaire :

- **En travée :** $M_t = 0,85M_0 = 61,17 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis :** $M_A = M_B = -0,3M_0 = -21,59 \text{ KN.m}$

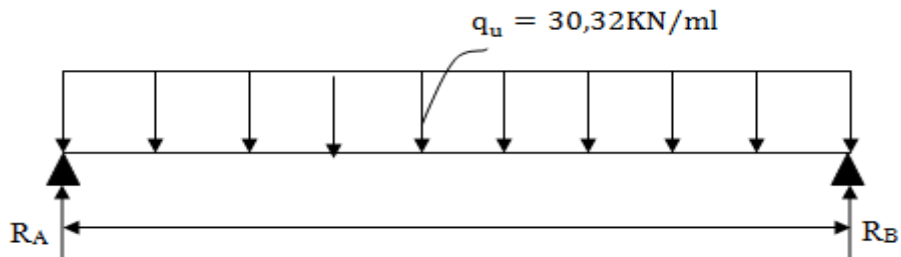
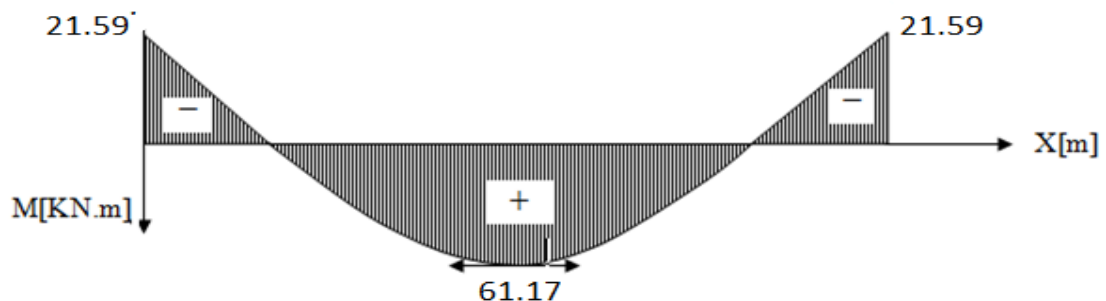


Figure III.5.1 Schéma statique de calcul

Figure III.5.2 Diagramme des moments fléchissant



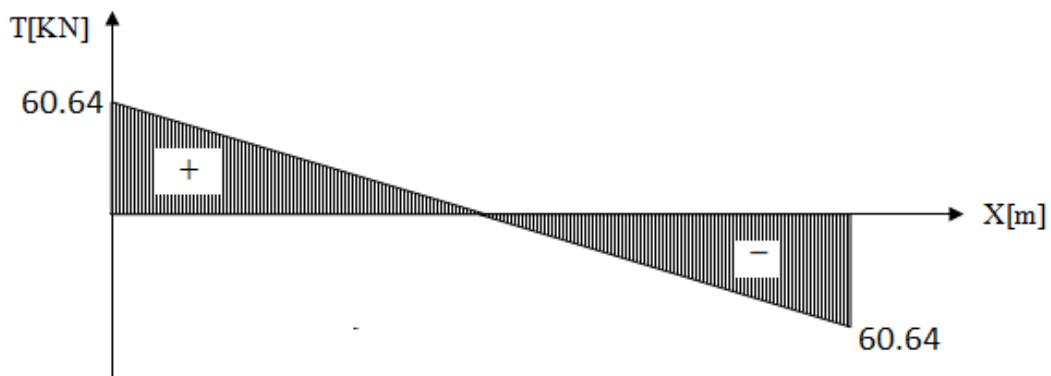


Figure III 5.3 Diagramme des efforts tranchant.

b. Le ferrailage

Soit un enrobage : $c = 3\text{cm}$ d'où : $d = 27\text{cm}$.

En travée et aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} < \mu_l = 0,392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Mu (KN.m)	μ_b	β	As (cm ²)	adoptée (cm ²)
Appuis	61.17	0,236	0,863	7.54	6T 14 = 9.23
Travée	29,98	0,116	0,938	3,40	3 T 12 = 3,39

c. Armatures transversales (BAEL 91)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{15} \right] = \min [8.57; 12; 16.67]$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier : $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

▪ Espacement

D'après le RPA 99 ; l'espacement est donné par :

➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = (7.5 ; 9.6; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante**

$$s_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.5.4 VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU

a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art A.4.2.1)

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

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

- $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b. Vérification de l'effort tranchant

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{60,64 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,898 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u = 0,898 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

- **Dans le béton** (BAEL91 modifié 99, Art A.5.1, 313)

On a : $\bar{V}_u = 60,64 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0,4 \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 27 \times 25 = 405 \text{ KN} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$V_{\text{max}} = 60,64 \text{ KN} < \bar{V}_u = 405 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Les aciers** (BAEL 91 modifié 99, Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \quad M_u^a = -21,59 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$$

$$\frac{1,15}{400} \left(60,64 - \frac{21,59}{0,9 \times 27} \right) = 0,172 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification de l'adhérence et d'entraînement (BAEL91 (A.6.1, 3))

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres,

Ψ_s : Coefficient de scellement (acier haute adhérence $\Psi_s = 1.5$),

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm.}$$

N: Nombre de barres.

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{60.64 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 11,304 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 2.21 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} = 2.21 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ La longueur de scellement

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{se}}$$

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm} \quad \text{On adoptera } L_c = 17 \text{ cm}$$

III.5.5 VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELS

Il faut rappeler que $q_s = 21,25 \text{ KN/ml}$.

▪ Les réactions d'appuis

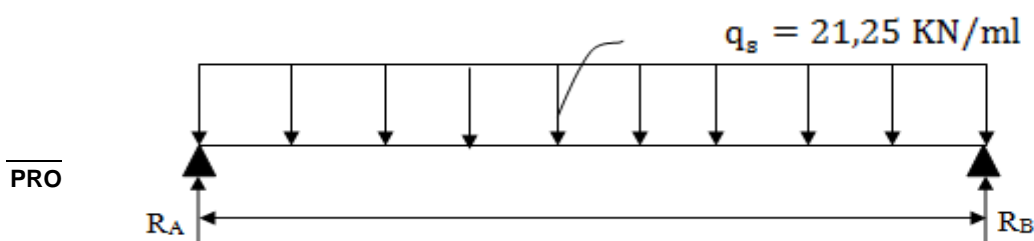
$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21,25 \times 4,00}{2} = 42,50 \text{ KN}$$

▪ Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{21,25 \times (4,00)^2}{8} = 42,50 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments après correction

- En travée : $M_t = 0,85M_0 = 35,87 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -12,75 \text{ KN.m}$



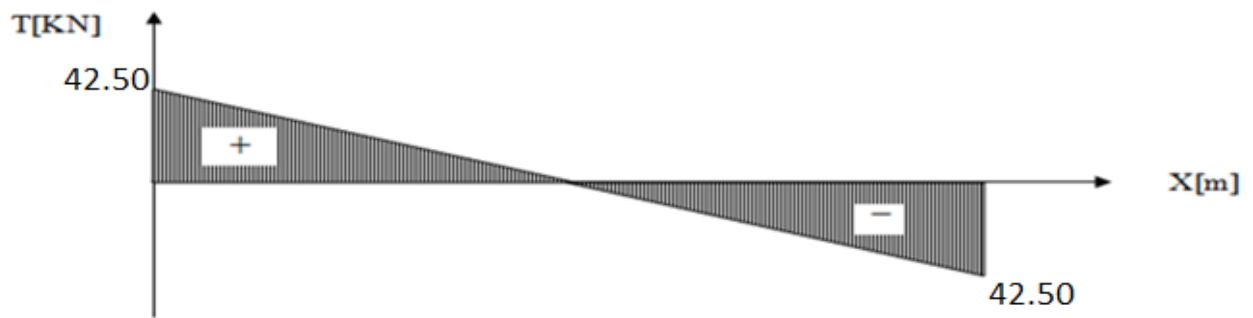


Figure III.5.4 Schéma statique de calcul.

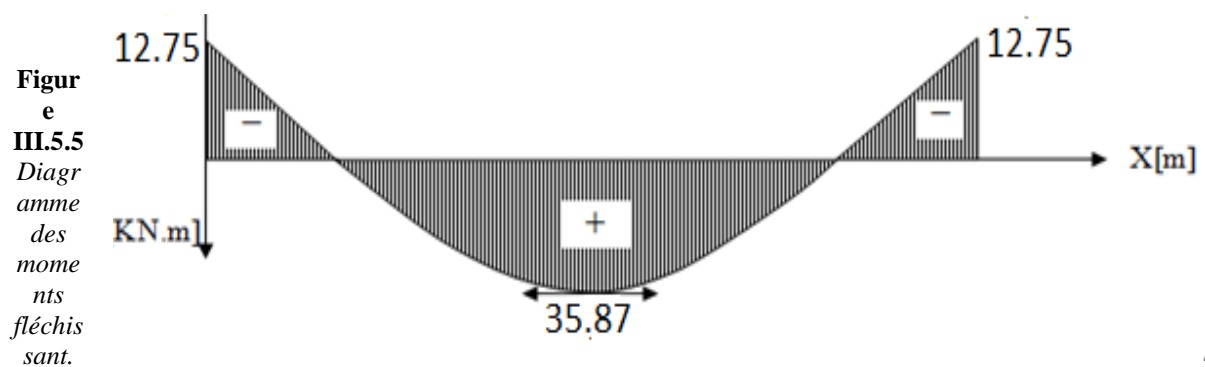


Figure III.5.6 Diagramme de l'effort tranchant.

a. Vérification des contraintes

- **Les aciers** : la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.
- **Le béton** : à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

▪ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,50 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{12,75 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 155,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{155,98}{31,73} = 4,92 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,86 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,50 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{35,85 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 438,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{438,60}{31,73} = 13,82 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 13,82 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \}$$

$$\sigma_{st} = 90,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{305} = 0,098 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée,} \\ \frac{h}{L} = 0,098 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35,85}{10 \times 42,50} = 0,080 \Rightarrow \text{Condition vérifiée,} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Conclusion

Le ferrailage de la porte palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**
 - 3HA12 en travée
 - 3HA12 aux appuis
- **Armatures transversales**
 - 01 cadre et 01 étrier en 4HA8.

COFFRAGE ET FERRAILAGE DE LA POUTRE PALIERE

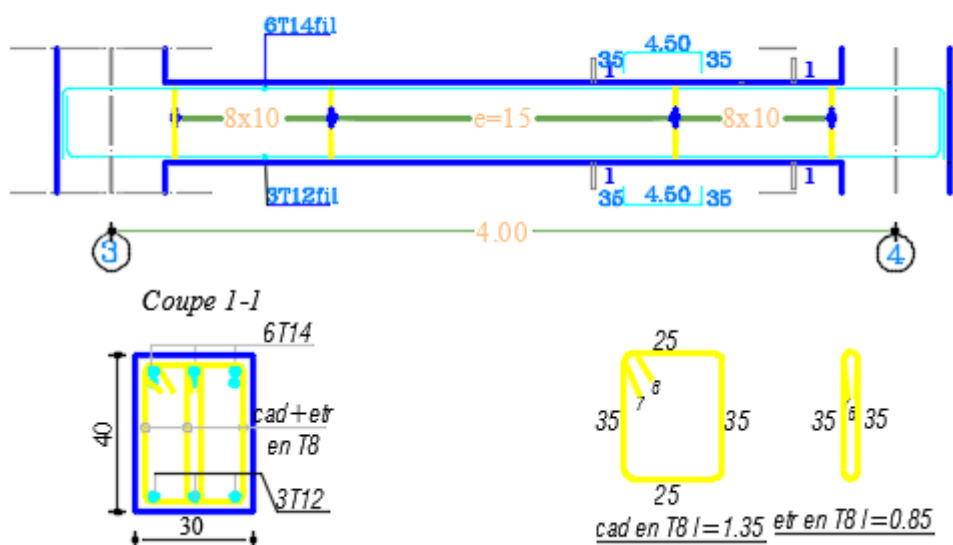


Figure III.5.7 Schémas de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre III

III.6 CALCUL DE LA SALLE MACHINE

III.6.1 INTRODUCTION

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie,
- La cabine ou la benne,
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : **(1.45 X 2.40) m²** 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 **09 tonnes (90 KN)**, répartie sur une surface de **(0,8 × 0,8) m²** 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.

III.6.2 DIMENSIONNEMENT

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{145}{30} = 4.83 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99 version 2003**) → Soit $h_t = 15$ cm.

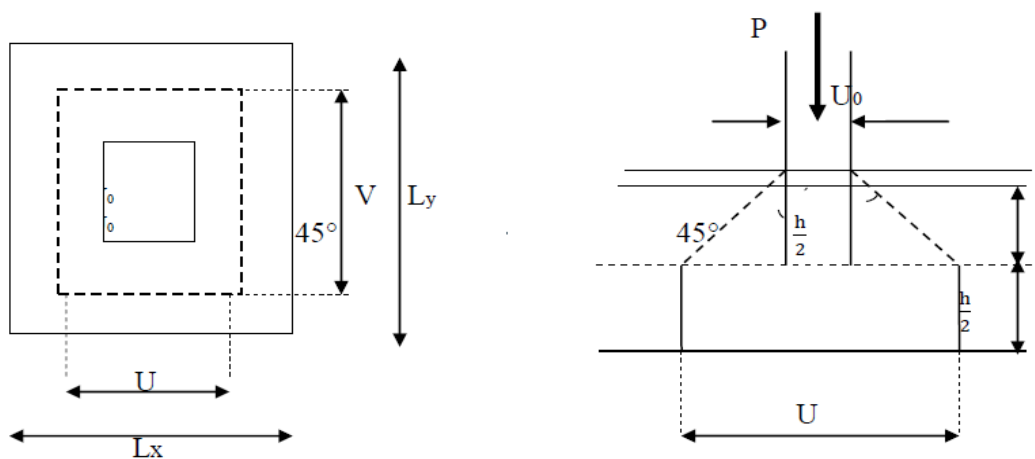


Figure III.6.1 Schéma statique de la salle machine.

$$U = u_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = v_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle, $h_0 = 15$ cm,
- e : épaisseur de revêtement, $e = 5$ cm,

- ξ : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton, $\xi = 1.0$,
- $U \times V$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen,
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans le quel la charge est centrée $u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$.

III.6.3 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

a. à L'ELU

$q_u = 1,35G + 1,5Q$ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m.)

$P_u = 1,35P$ (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle : $G = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

b. à L'ELS

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.6.4 CALCUL DES MOMENTS

a. Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$\begin{cases} M_x^1 = p_u(M_1 + \nu M_2) \\ M_y^1 = p_u(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 : coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de $\left(\frac{U}{L_x}\right)$, $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ et ρ .

ν : Coefficient de Poisson $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{240} = 0,604 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{145} = 0,724 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0,438 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_1 = 0,090 \\ M_2 = 0,077 \end{cases}$$

1. à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,09 = 10,94 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,077 = 9,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. à l'ELS :

$$\begin{cases} M_x^1 = 90 \times (0,077 + 0,2 \times 0,09) = 8,55 \text{ KN.m} \\ M_y^1 = 90 \times (0,09 + 0,2 \times 0,077) = 9,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens L_x : $M_x^2 = \mu_x \times q \times (l_x)^2$

Dans le sens L_y : $M_y^2 = \mu_y \times M_x^2$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν .

$\rho = 0,9$

- à l'ELU $\nu = 0 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_x^2 = 0,0812 \times 8,05 \times (1,45)^2 = 1,37 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0,305 \times 1,37 = 0,418 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- à l'ELS $\nu = 0,2 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0,476 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_x^2 = 0,0861 \times 5,85 \times (1,45)^2 = 1,06 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = 0,476 \times 1,06 = 0,505 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. superposition des moments

1. à l'ELU

$$\begin{cases} M_x^u = M_x^1 + M_x^2 = 10,94 + 1,37 = 12,31 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_y^1 + M_y^2 = 9,36 + 0,418 = 9,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. à l'ELS

$$\begin{cases} M_x^s = M_x^1 + M_x^2 = 8,55 + 1,06 = 9,61 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_y^1 + M_y^2 = 9,49 + 0,505 = 10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Correction des moments

1. à l'ELU

- En travée $\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 12,31 = 10,46 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 9,78 = 9,31 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Aux appuis $\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x^u = -0,3 \times 12,31 = -3,70 \text{ KN/m} \\ M_y^a = -0,3 M_y^u = -0,3 \times 9,78 = -2,93 \text{ KN/m} \end{cases}$

2. à l'ELS

- En travée $\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 9,91 = 8,42 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 10 = 8,5 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Aux appuis $\begin{cases} M_x^t = -0,3 M_x^s = -0,3 \times 9,91 = -2,98 \text{ KN/m} \\ M_y^t = -0,3 M_y^s = -0,3 \times 10 = -3 \text{ KN/m} \end{cases}$

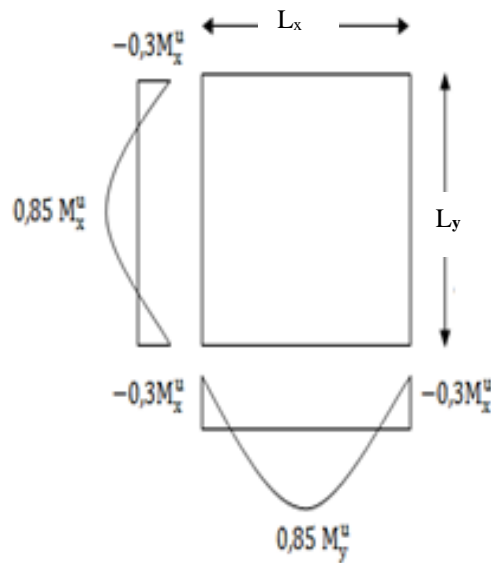


Figure III.6.2 Correction des moments dans les deux sens(l_x, l_y).

III.6.5 FERRAILLAGE

a. En travée

▪ Sens de la petite portée (sens xx)

$$d = h_t - 2\text{cm} = 13\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA).}$$

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

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{10,10 \times 10^5}{0,980 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **5HA12= 5,65 cm²**, avec **S_t = 20 cm**

▪ Sens de la grande portée (sens yy)

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \rightarrow \text{S. S. A.}$$

$$\mu_b = 0,041 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{9,78 \times 10^5}{0,980 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 2,21 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **5HA12= 5,65 cm²**, avec **S_t = 20 cm**.

b. Aux appuis

▪ Sens de la petite portée (Sens xx)

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,70 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{3,56 \times 10^5}{0,993 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **5HA12= 5,65 cm²**, avec **S_t = 20 cm**.

▪ **Sens de la grande portée (Sens yy)**

On adopte le même ferrailage que celui du sens (x-x), soit **5HA12** avec **S_t = 20 cm**.

III.6.6 VERIFICATION A L'ELU

a. Condition de non fragilité (B.A.E.L91, Art B.7, 4)

▪ **Armatures parallèles à l_x**

$$w_x = w_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$w_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

avec : **A_{min}** : section minimale d'armatures,

S : Section totale du béton,

W₀ : Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400) → **w₀ = 0,8‰**.

$$w_x = 0,0008 \times \left[\frac{(3 - 0,9)}{2} \right] = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (100) \times (15) = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures parallèles à l_y**

$$A_{\min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.4.2)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

$$P_u \leq 0,045 \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen

h : épaisseur totale de la dalle.

$$P_u = 121,5 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $U = V$.

Au milieu de U on aura :

$$T_u = \frac{P}{(2U+V)} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

Au milieu de V on aura :

$$T_u = \frac{P}{(3U)} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u = 0,296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

d. La longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal et assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm} ; \text{ On adopte } L_c = \mathbf{17 \text{ cm.}}$$

e. Diamètre minimal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ m}$$

$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

f. Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42)

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

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$,
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

o Sens xx

Armatures supérieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$,

o Sens yy

Armatures supérieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$,

III.6.7 VERIFICATION A L'ELS

a. État limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,900 \\ K_1 = 35,00 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$

$$\sigma_s = \frac{7,73 \times 10^6}{0,900 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 117,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{117,01}{35,00} = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,34 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91, Art. A.5.3,2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification.

c. Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment entravé de la dalle (sens xx).
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1m.
- A_x : Section d'armature par bande.
- b : La largeur de bande égale à 1m.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{180} = 0,083 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{7,73}{20 \times 9,10} = 0,042 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{2}{f_e} = 0,005 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Le ferrailage de la dalle pleine est comme suit :

▪ En travées

5HA12 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

5HA12 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$

▪ **En appuis**

5HA12 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

5HA12 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$

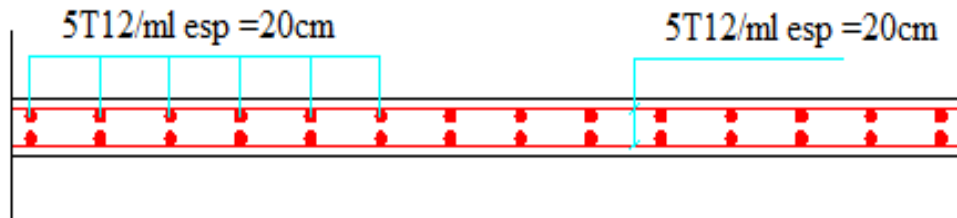


Figure III.6.3 *Ferrailage de dalle salle machine.*

CHAPITRE IV**MODELISATION DE LA STRUCTURE****IV.1 INTRODUCTION**

La révolution scientifique a changée les habitudes de travail. Certains métiers sont apparus et d'autre ont disparu. L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable, n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû se confronter au monde de l'informatique par l'apparition de logiciels de calcul.

Étant donné que la méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse du risque sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (ETABS, SAP2000, ROBOT, etc.).

IV.2 LE CONCEPT DE LA BASE DE LA MEF

La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments. Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3 DÉFINITION DE L'ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

IV.3.1 RAPPEL (TERMINOLOGIE)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Loads : charges

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Uniformedloads: point d'application de la charge

Define : définir

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

Shell : voile

Frame : portique (cadre)

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

IV.3.2 MANUEL D'UTILISATION DE L'ETABS

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans notre travail on utilise la version 9.7.1.

Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :

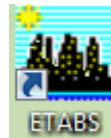


Figure IV.1 Icône d'ETABS.

Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.

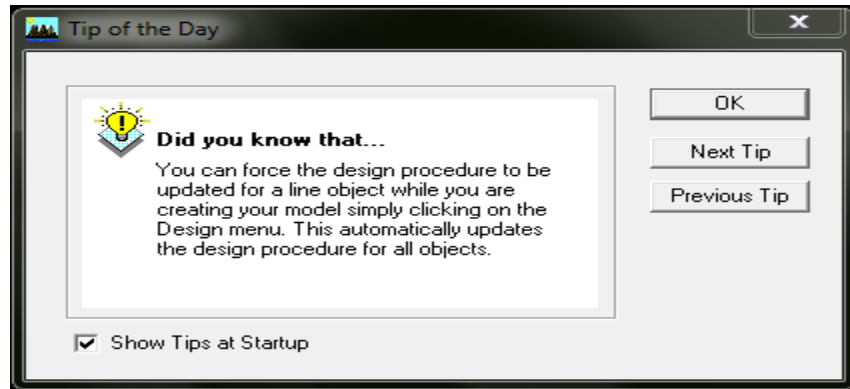


Figure IV.2 Fenêtre de dialogue.

IV.4 ÉTAPES DE MODÉLISATION

a. Première étape

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

- **Choix des unités**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS.

En bas à droite de l'écran, on sélectionne le **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



Figure IV.3 Choix des unités

▪ Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **No**.

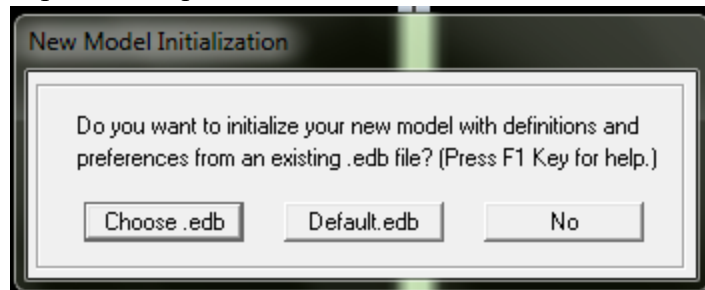


Figure IV.4 Choix de géométrie de base.

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x,
- Le nombre de portique suivant y-y,
- Le nombre des étages.

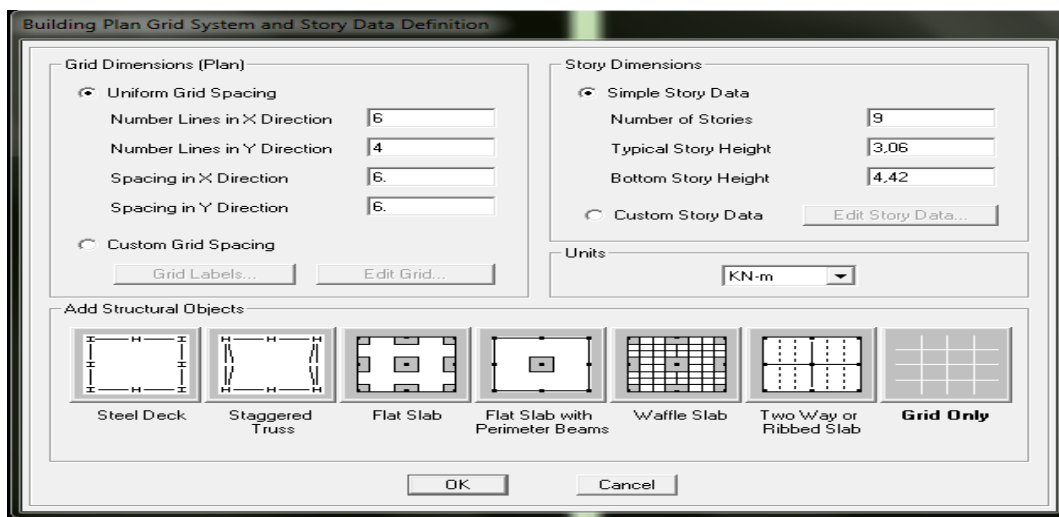


Figure IV.5 Introduction des lignes de construction.

On introduit le nombre de portiques suivant x-x et suivant y-y.

On clique sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid...**, une fenêtre s'affiche :

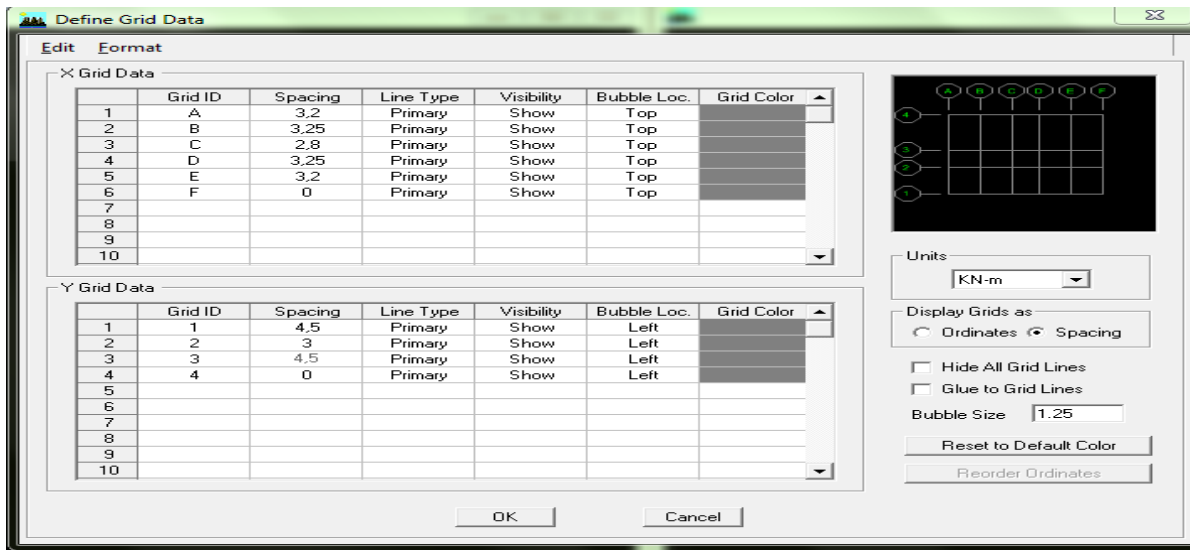


Figure IV.6 Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
- Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.
- Puis **ok**

Pour introduire le nombre de niveaux, on clique sur **simple story data** et on remplit les cases puis on coche **Custom Story Data** puis on clique sur **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche :

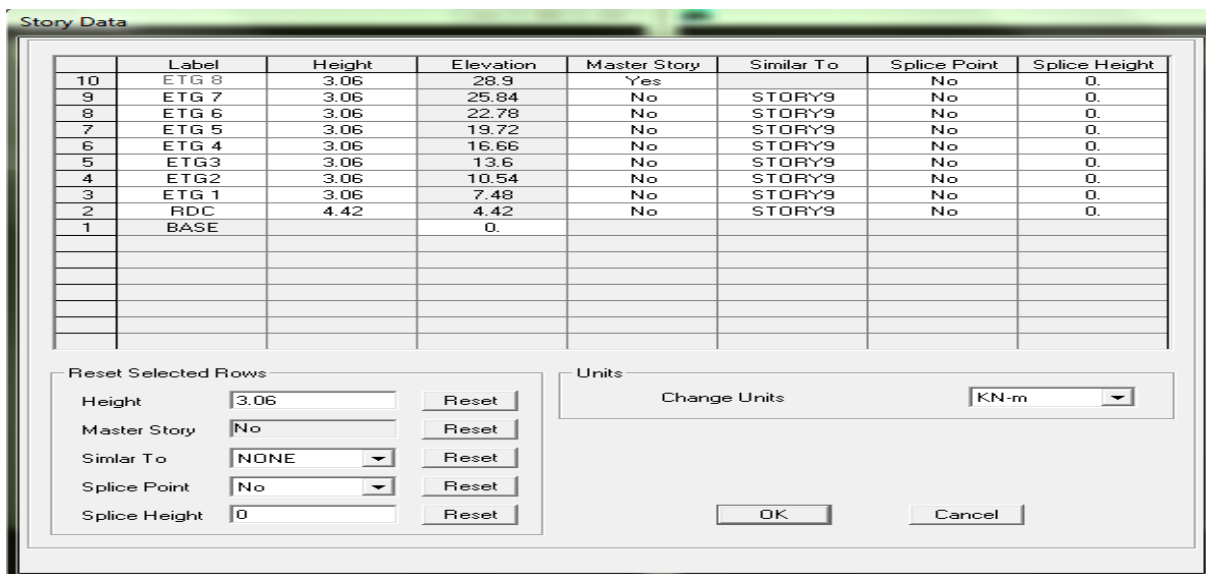


Figure IV.7 Introduction des hauteurs d'étages.

Une fois terminé on clique sur **ok** pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en **3D** et l'autre en **2D** suivant l'un des plans : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.

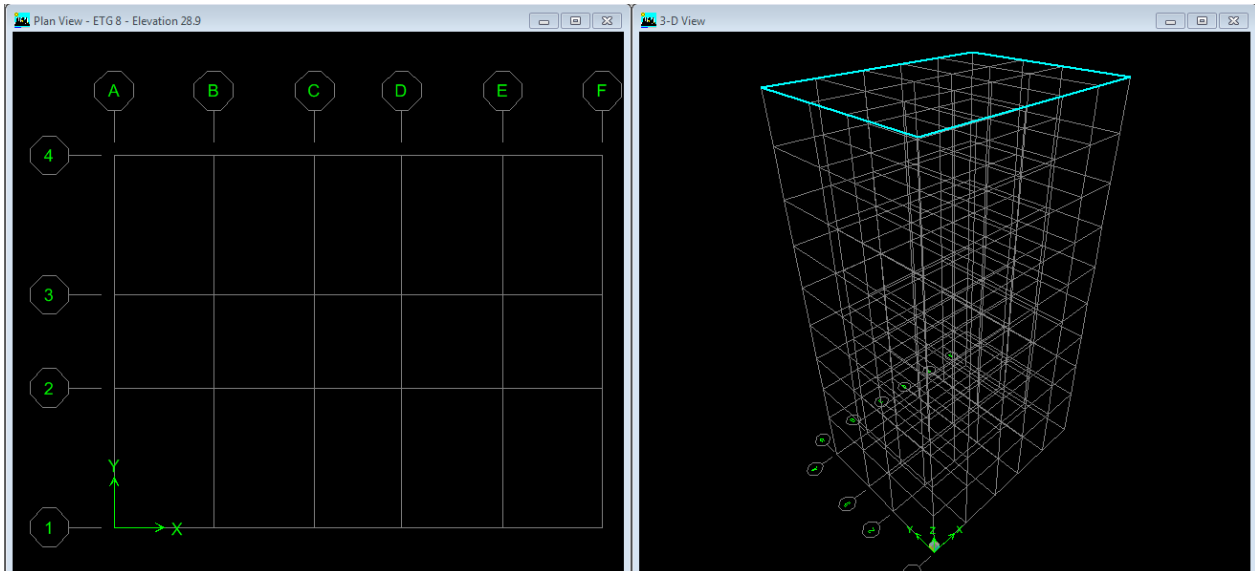


Figure IV.8 Lignes de constructions de la structure.

▪ Modification de la géométrie de base

- Pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.
- Pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit ReferencePlanes**, cette fenêtre s'affiche :

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

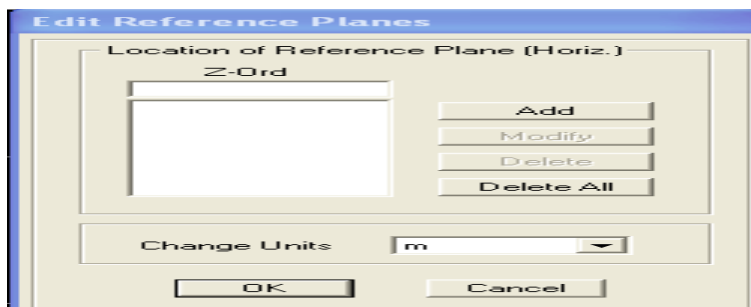


Figure IV.9 Introduction des hauteurs supplémentaires.

b. Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien directement sur l'icône . On sélectionne le matériau **CONC**.

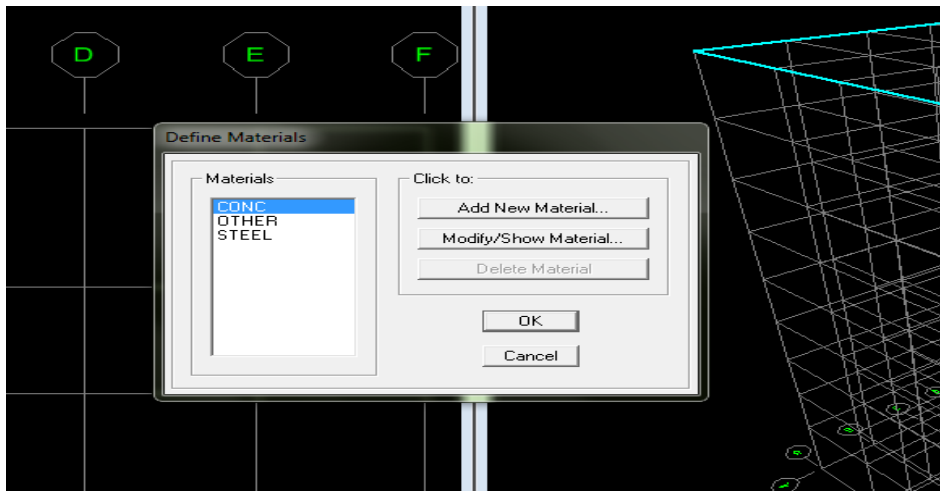


Figure IV.10 Définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material** puis on introduit les propriétés mécaniques du matériau béton. On confirme par OK.

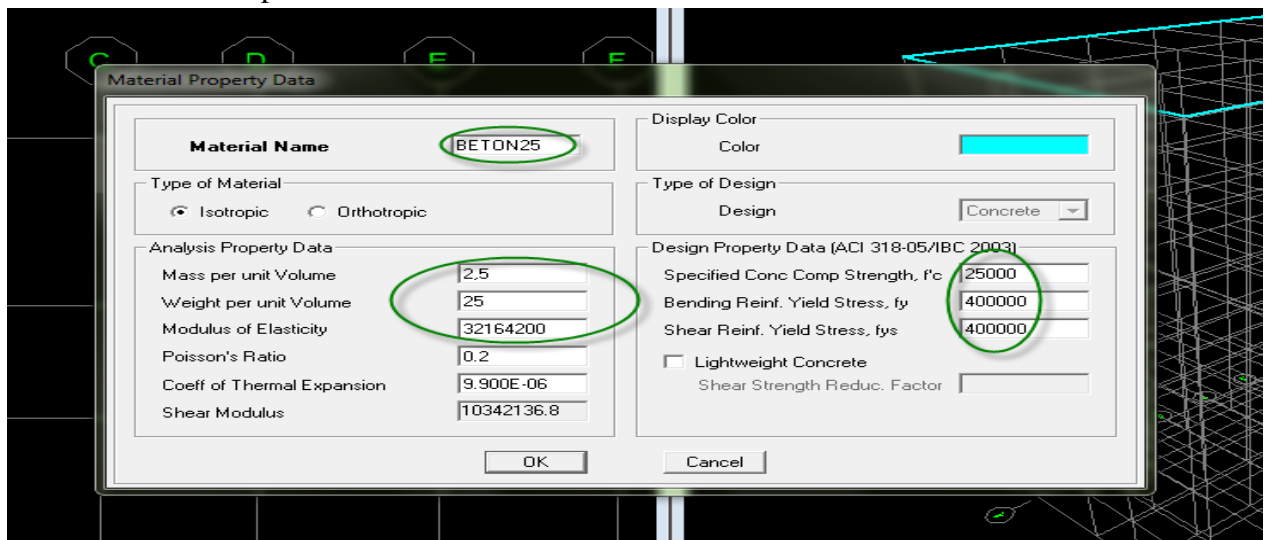



Figure IV.11 Définition des propriétés du matériau CONC (béton).

c. Troisième étape

La troisième étape consiste à créer et affecter les **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...).

1. Poteaux et poutres

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.

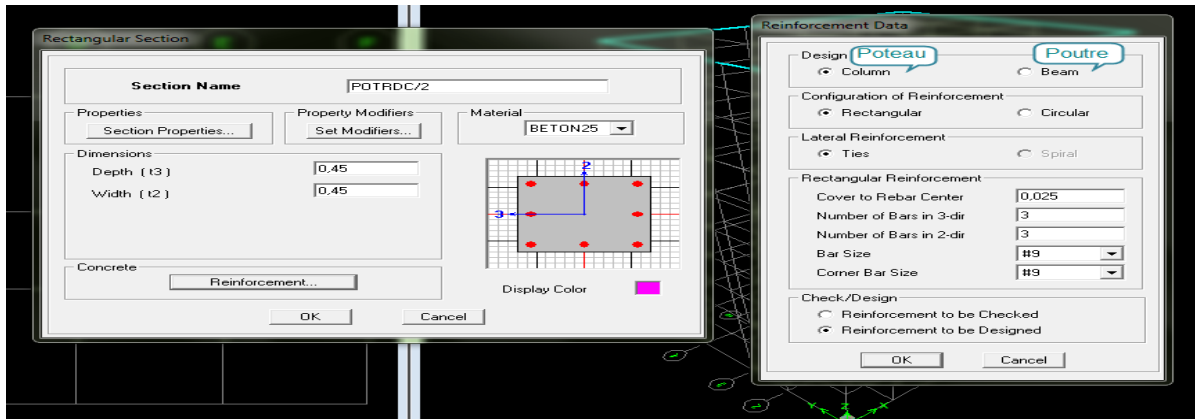


Figure IV.12 Définition des poteaux.

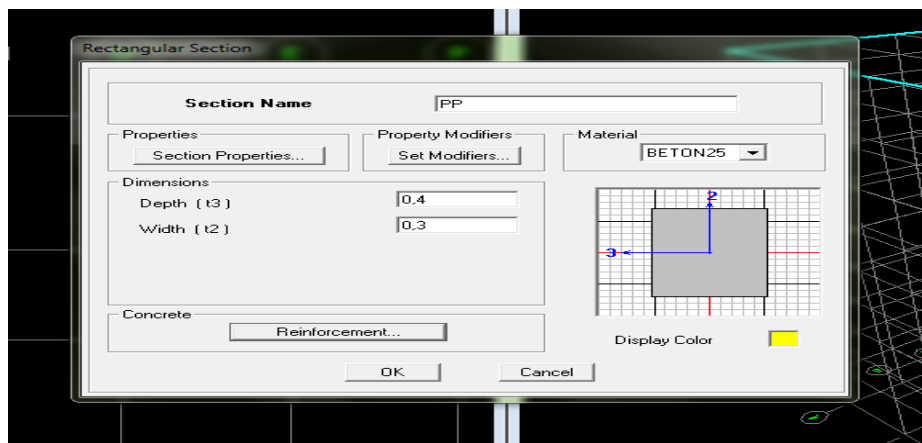



Figure IV.13 Définition des poutres.

2. Plancher corps creux

On utilise la méthode de **bardage**, panneau virtuel qui n'a ni épaisseur ni matériau ; son utilité est la répartition des charges sur les éléments porteurs.

- On clique sur l'icône , puis sur **Add New Material**.

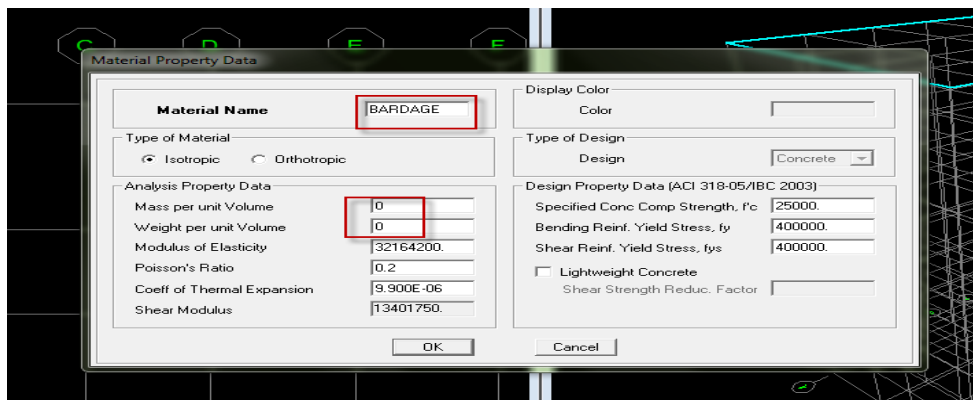



Figure IV.14 Définition du matériau élément creux.

Pour créer le plancher à corps creux on clique sur . Puis sur **Add New Deck**.
On fait rentrer les caractéristiques du plancher.

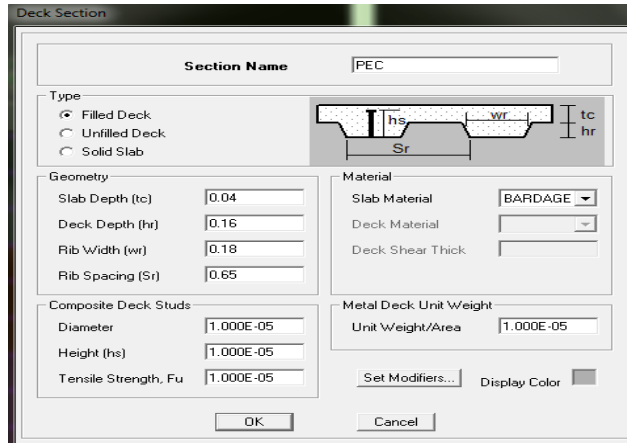



Figure IV.15 Création du plancher corps creux.

3. Dalles pleines et voiles

Pour créer les dalles pleines et voiles on clique sur .

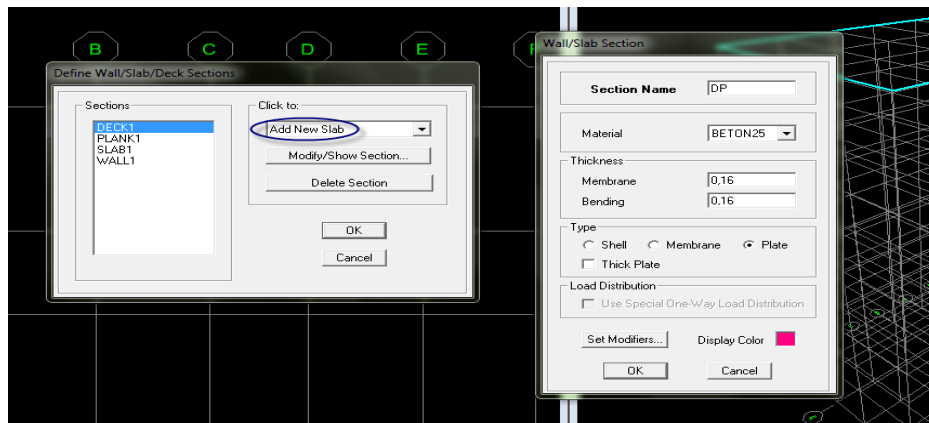


Figure IV.16 Création de dalle pleine.

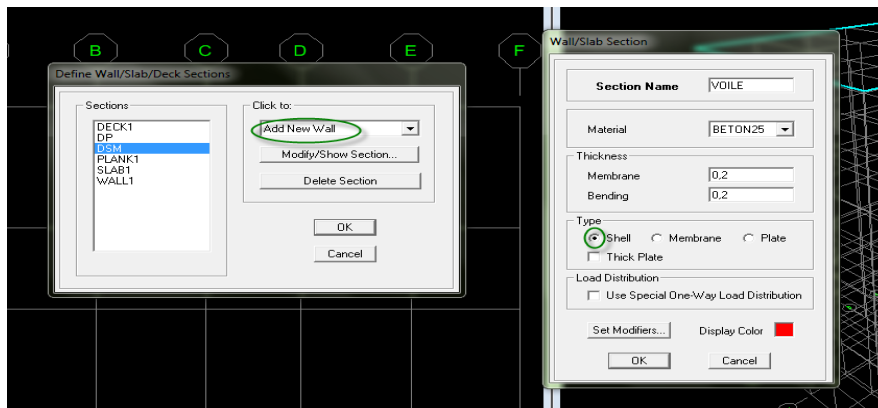




Figure IV.17 Création de voiles.

- **Affectation des éléments dans le modèle:**


- a. **Poutres principales et poutres secondaires**

On clique sur  puis on choisit **PP** ou **PS**.


- b. **Les poteaux**

On clique sur  puis on choisit le poteau qui correspond pour chaque étage.

- c. **Plancher corps creux**

On clique sur  puis on choisit **PEC**.
On modélise par clique.

- d. **Dalles pleines**

On commence par modéliser les portes à faux en cliquant sur , puis on choisit **DP**.

Pour modéliser les balcons on insert un nouveau système cylindrique :

On clique sur le bouton droit de la souris sur la zone graphique puis sur **Edit Grid Data** → **Add New Système** puis on remplit les cases.

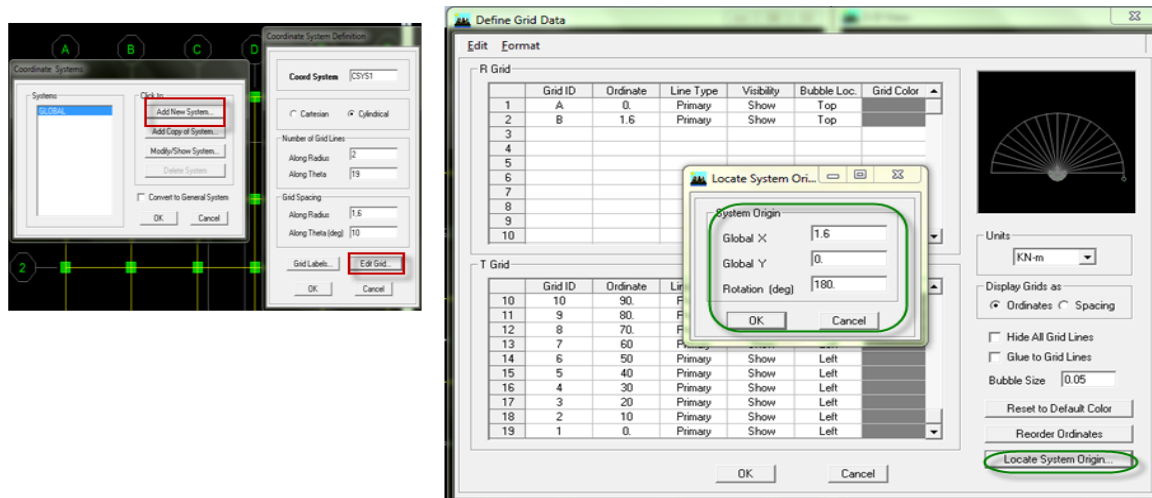


Figure IV.18 Création d'un système cylindrique.

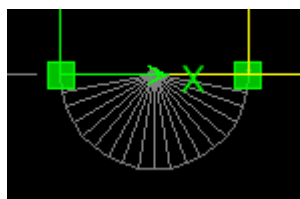




Figure IV.19 Lignes cylindriques.

Pour modéliser les balcons on appuie sur  ; on choisi **DP** puis on clique sur chaque point des lignes cylindriques.

Finalement : on modélise la dalle salle machine avec l'icone .

e. Les voiles

Pour modéliser les voiles on sélectionne all stories  GLOBAL  KN-m  puis on clique sur ,

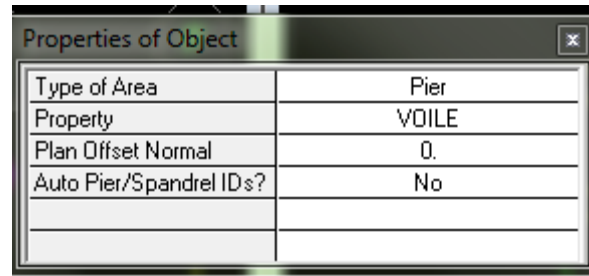


Figure IV.20 Affectation des voiles.

- o Regrouper les voiles

Sélectionner les voiles longitudinaux selon les étages.

⇒ Cliquer sur **Assign, Shell /Area** puis sur **Pier label** .

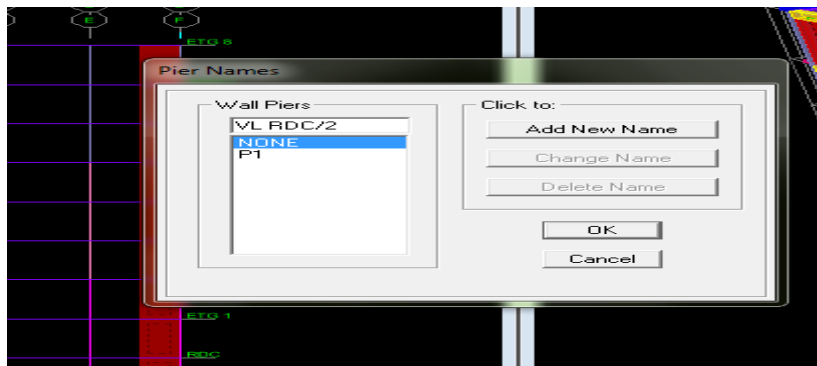


Figure IV.21 Regroupement des voiles.

- Après avoir regroupé les voiles on effectue les raidisseurs (transformer les poteaux et les voiles en un seul élément). Pour cela ; on sélectionne les voiles et les poteaux collés à ces voiles puis on clique sur **Assign Frame /Line** **Pier label**. →
On choisi le groupe qui convient.

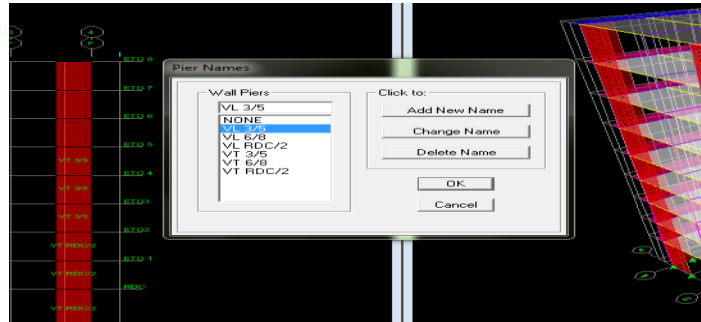



Figure IV.22 Les raidisseurs.

d. Quatrième étape

Définition des charges appliquées à la structure modélisée.

- Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **static Load Cases**, ou bien .

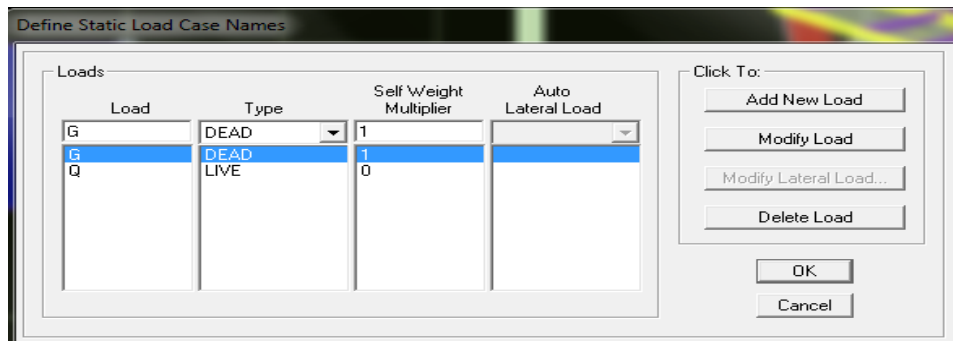



Figure IV. 23 Définition des charges statiques.

- Charges sismiques

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003.

- Définition du spectre

On ouvre le programme  puis on introduit les données concernant notre projet d'étude.

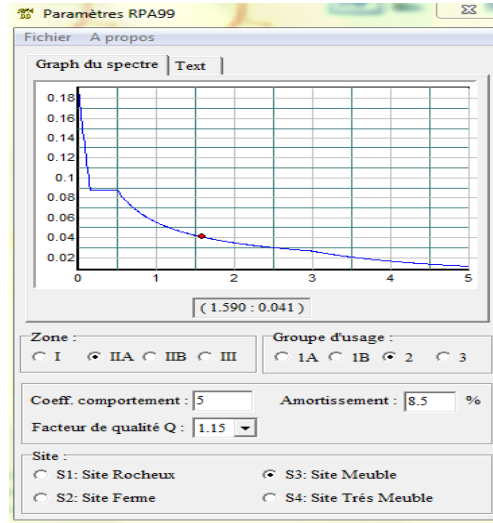


Figure IV.24 Définition du spectre.

Rmq : On enregistre le texte du spectre dans le même fichier que la modélisation.

- Fonctions sismiques

Define → Response spectrum functions... ()

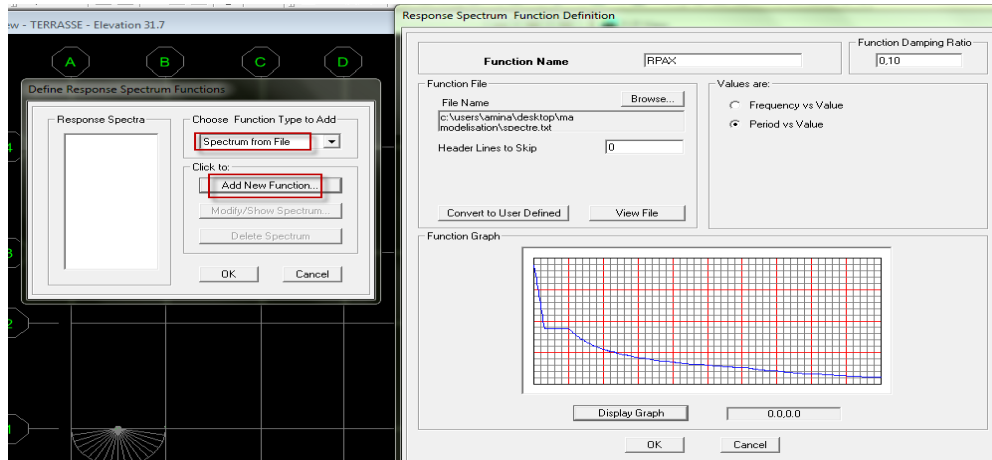



Figure IV.25 Définition des fonctions sismiques.

- Directions sismiques EX et EY

Define → Response spectrum cases 

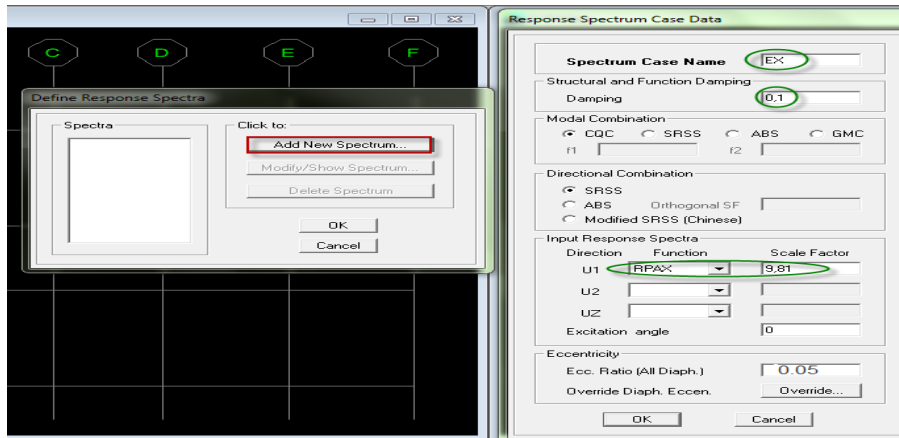


Figure IV.26 Définition des directions sismiques.

○ **Masse sismique**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse est égale à:

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération ; $\beta = 0.2$ (usage habitation)

Define → masse source

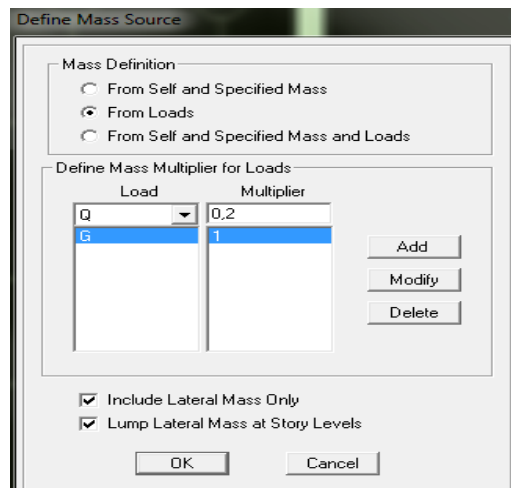


Figure IV.27 Définition de la masse sismique.

● **Charge dynamique**

Consiste à définir le nombre de mode de la structure.

Analyse → Set Analysis Option

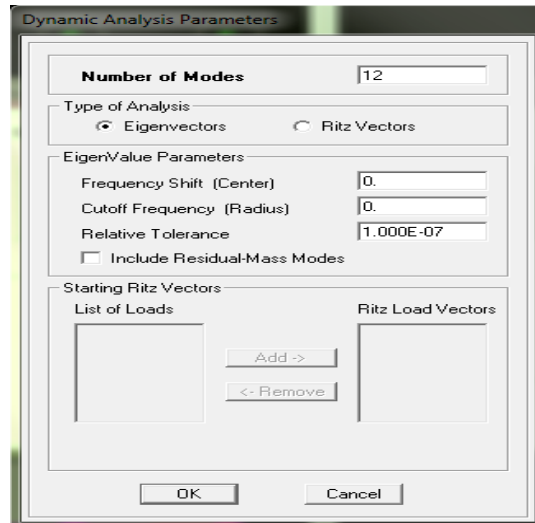


Figure IV.28 Insertion de la charge dynamique.

e. Cinquième étape

Elle consiste en la définition des **combinaisons d’actions** ; il y a 11 combinaisons à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations.

- **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q


- **Combinaison poids**

$$G + \beta Q = G + 0,2Q$$

- **Combinaisons accidentelles du RPA**

GQE : G + Q ± E

08GE : 0.8G ± E

Pour introduire ces combinaisons clique sur  ; **Add New Combo**

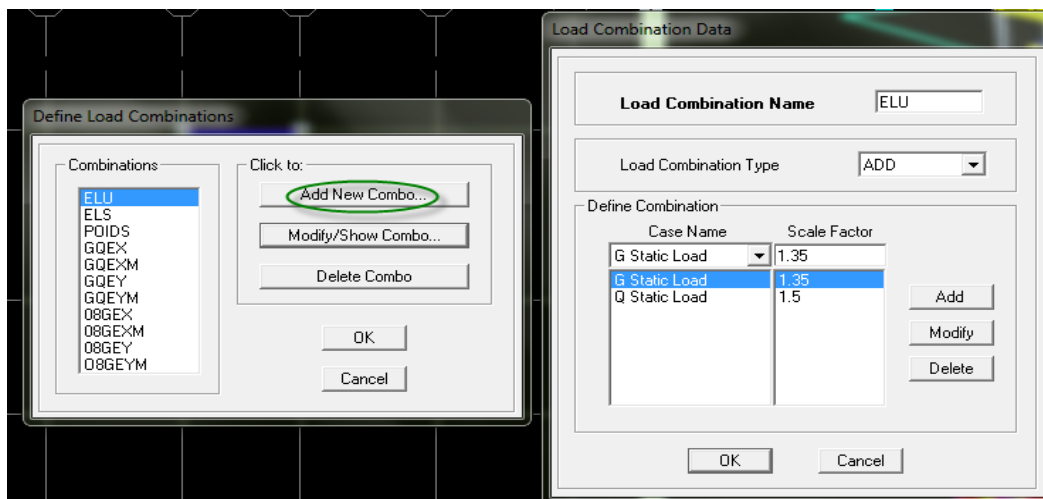


Figure IV.29 Création des combinaisons de charges.

f. Sixième étape

Cette étape consiste le chargement des différents éléments de la structure.

1. Chargement des planchers et poutres

○ Planchers et PP

All Stories; Select by wall/ Slab/ Deck Sections PEC▶

On clique sur ; puis on introduit les charges G et Q.

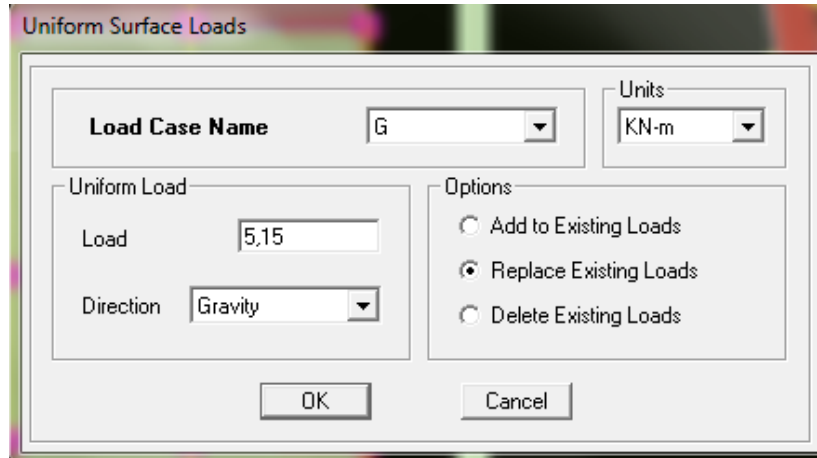


Figure IV.30 Chargement du plancher corps creux.

○ PS

On sélectionne les poutres secondaires puis on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign→Frame/line loads→Distributed ou bien directement par 

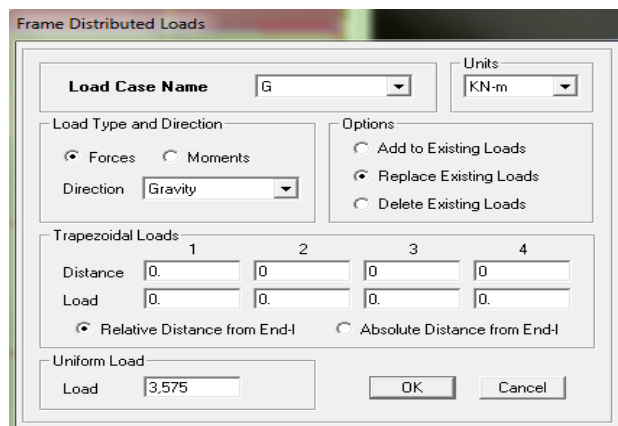


Figure IV.31 Chargement des poutres secondaires.

Rmq : il faut différencier les poutres de rives des poutres intermédiaires.

2. Dalles pleines

G_{DP} : pour les charges permanentes des dalles pleines on enlève leurs poids propres : $G = G_{DP} - \rho_{bet} \times e_p$

All Stories \Rightarrow Select \rightarrow by wall/ Slab/ Deck Sections \rightarrow DP

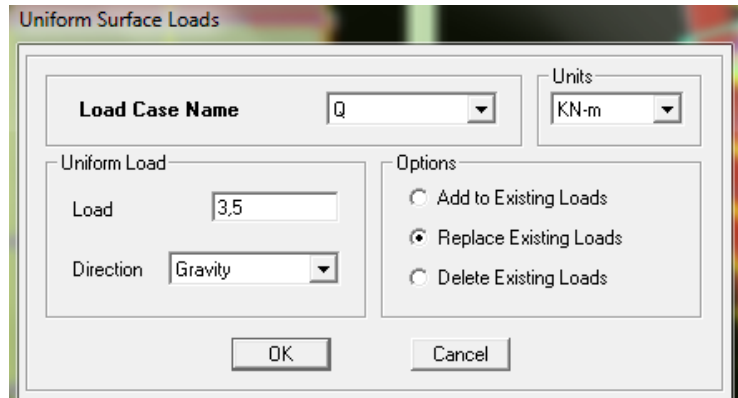


Figure IV.32 Chargement des poutres secondaires.

➤ DalleSalle Machine

On applique une charge concentrée, pour cela on doit d'abord deviser la dalle par 4. Sélectionner la DSM ; **Edit Mesh Area...**

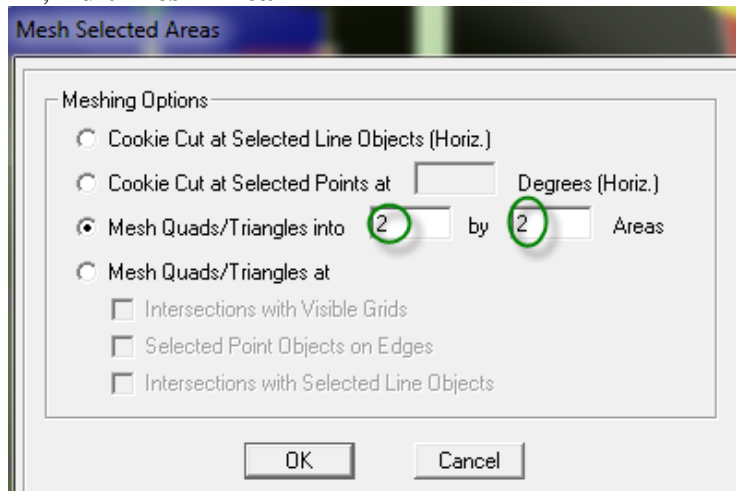


Figure IV.33 Chargement de la dalle salle machine.

La dalle sera devisé par 4.

On sélectionne le nœud du milieu Assign \Rightarrow Joint /point loads Forces...

On fait introduire les charges.

g. Septième étape

Cette étape consiste le maillage des voiles et dalles pleines.

Pour des résultats plus exacts on introduit le maillage qui consiste à deviser les éléments par parties pour plus de précision dans les résultats.

On sélectionne tout les voiles \Rightarrow Edit \rightarrow Mesh Area...

Puis on introduit le nombre de division.

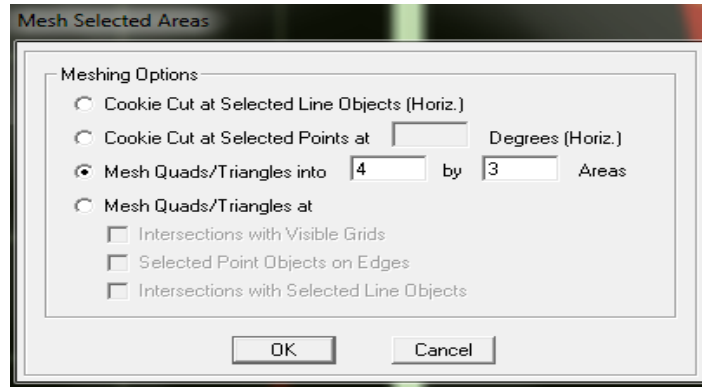


Figure IV.34 Insertion du nombre de devisions des voiles.

Rmq : même procédure pour les dalles pleines.

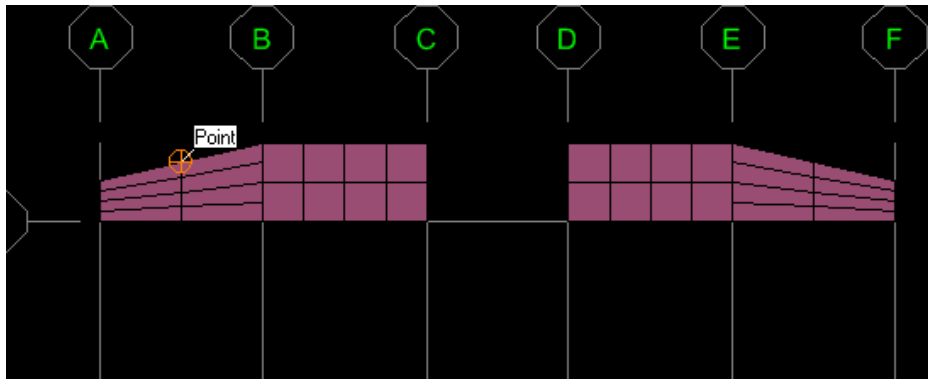


Figure IV.35 Maillage des dalles pleines.

Une fois terminé on sélectionne tout avec .

Edit Divide Line

On coche Break intersections with selected line and point.

h. Huitième étape

▪ Encastrement des appuis

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastés** dans les fondations, pour effectuer cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis à la base.




Figure IV.36 Encastrement des appuis.

▪ Diaphragmes

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

On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

Assign→ Joint/point →Diaphragm, ou bien →Add New Diaphragm.

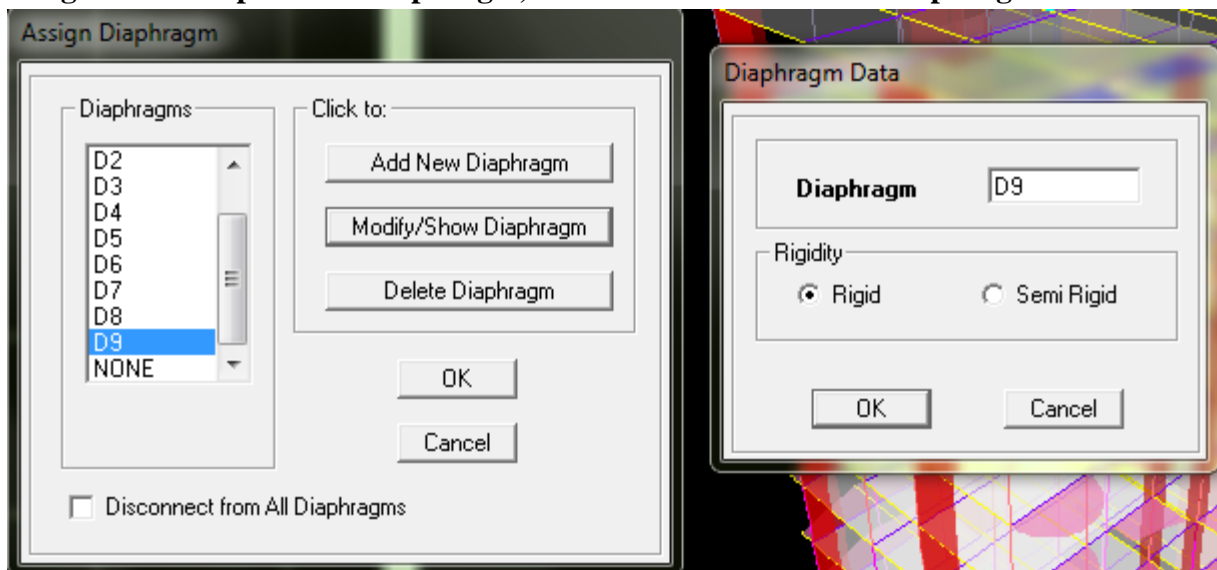


Figure IV.37 Spécification de diaphragme de chaque plancher.

On refait la même opération pour chaque plancher.

i. Neuvième étape

▪ Lancement de l'analyse

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

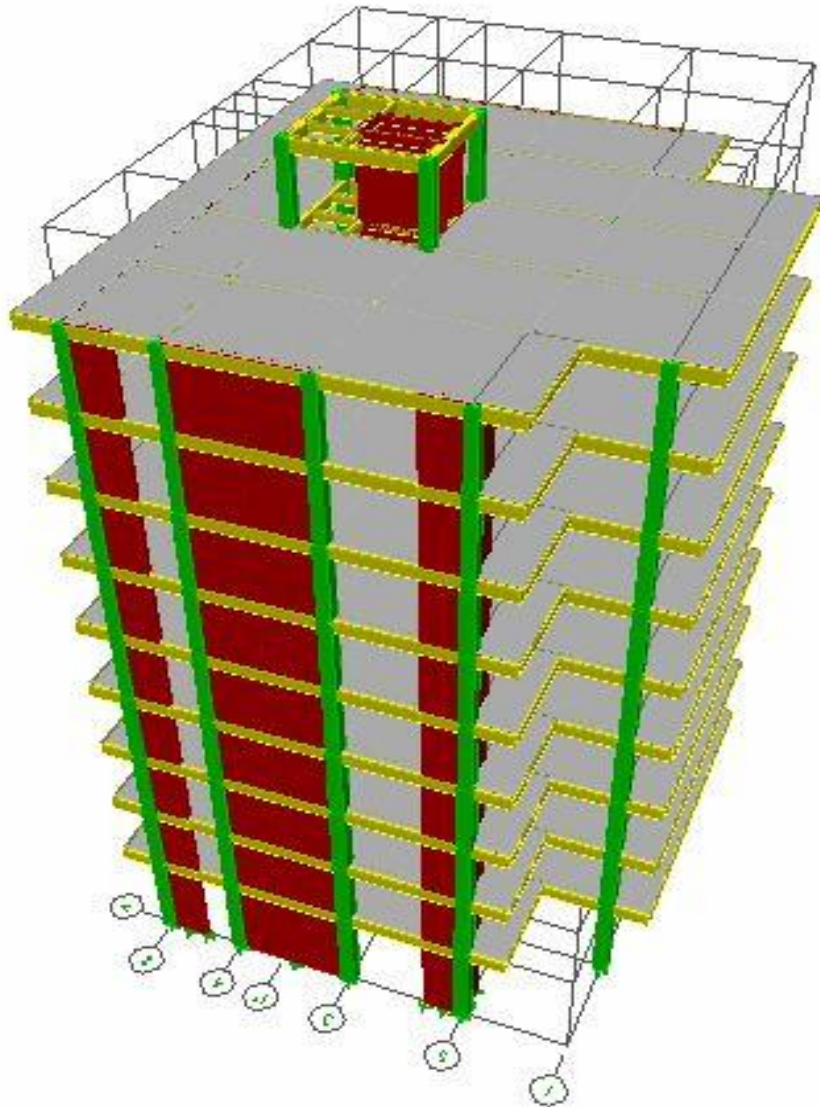


Figure IV.38 Schéma final de la structure en 3D.

CHAPITRE V**VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA****V.1 INTRODUCTION**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergie accumulée dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (RPA) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2 METHODES DE CALCUL

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 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).

♦ principe de la méthode :

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

V.3 ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS 9.7.1 à l'aide de l'option « section cut », voir les tableaux ci-après :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3.5024	0
End Point	24.7739	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.6358	2.5195	0.	358.1603

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	-3.197E-10	7.919E-09	-24623.07
Moment	0.	0.	0.	-157819.87	-20708.322	-1.584E-09

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3.1391	0
End Point	31.8582	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.3595	1.7021	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	-0.1762	2.6316	-9955.685
Moment	0.	0.	0.	-78376.73	-43337.13	-5.4282

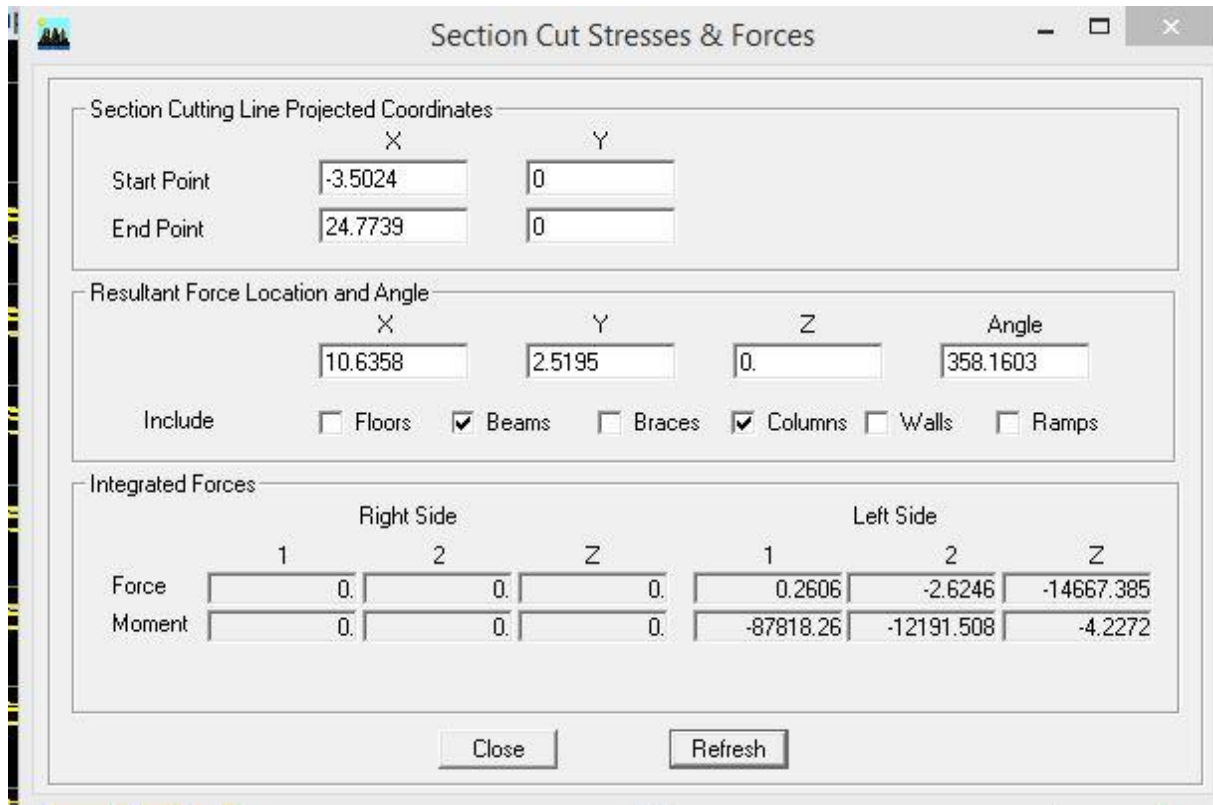


Figure V.1 Figure donnant le type de contreventement

Effort repris par les portiques = 59.56 %

Effort repris par les voiles = 40.43 %

Conclusion :

D’après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

V.4 Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 / Version 2003

Il n’y’a pas pire pour l’homme que de se retrouver face à un incident dont il n’avait aucune connaissance.

Prédire une secousse sismique fait rêver plus d’un mais reste malheureusement à ce jours un domaine méconnu. Néanmoins, prévoir une construction parasismique peut-être la seule manière de faire face à ce genre de dommages.

La réalisation d’une structure pouvant faire face à l’effet du séisme est l’intérêt de cette étude, pour cela, nous disposant d’un règlement parasismique rigoureux qui permet d’offrir un degré de protection considérable en vérifiant la stabilité et la résistance de la bâtisse vis-à-vis des efforts horizontaux et cela quelle que soit la région où on se trouve.

1. La période (Art4.2.4 /RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_t h_N^{0.75} \quad (\text{Art4-6})$$

h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).

C_t: Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

Dans le cas des portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Tableau V.1 Période et participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.661173	76.5644	0	76.5644	0	0.0973	0.0973
2	0.441389	0	73.064	76.5645	73.064	0.0076	0.1049
3	0.375977	0.101	0.008	76.6655	73.0719	74.0113	74.1162
4	0.199025	13.8307	0	90.4962	73.0719	0.0209	74.1371
5	0.119092	0	16.5936	90.4962	89.6655	0.0018	74.139
6	0.103558	0.0241	0.0018	90.5204	89.6673	16.016	90.1549
7	0.09998	4.8362	0	95.3566	89.6673	0.0222	90.1771
8	0.063155	2.0151	0.0001	97.3716	89.6673	0.0023	90.1794
9	0.056147	0	20.8598	97.3716	95.4943	0.0003	90.1797
10	0.054067	0.5507	0.0001	97.9223	95.4943	0.004	90.1837
11	0.04953	0.0078	0	97.9301	95.4945	5.6169	95.8007
12	0.041587	1.0901	5.2935	99.0202	95.4945	0.0077	95.8084

2. Déplacements relatifs

D’après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le RPA 99 (art 4-43):

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} =Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau “ k” par rapport au niveau“ k-1”est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau V.2 Déplacements relatifs suivant Ex

Niveaux	d_{kx} (m)	d_{ky} (m)	D_{kx} (m)	D_{ky}	H etage	1% h (m)	verif
E9	0.0159	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E8	0.0148	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E7	0.0136	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E6	0.0122	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E5	0.0106	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E4	0.0088	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E3	0.0069	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E2	0.0049	0	0	0	3.06	0,0306	✓
E1	0.003	0	0	0	3,06	0,0306	✓
RDC	0.0013	0	0	0	4.08	0,0408	✓

Tableau V.3 Déplacements relatifs suivant E_y

Niveaux	$d_{kx}(m)$	$d_{ky}(m)$	$D_{kx}(m)$	D_{ky}	H etage	1% h (m)	Vérif
E9	0.0001	0.0092	0	0	3.06	0,0306	✓
E8	0.0001	0.0084	0	0	3.06	0,0306	✓
E7	0.0001	0.0075	0	0	3.06	0,0306	✓
E6	0.0001	0.0066	0	0	3.06	0,0306	✓
E5	0	0.0055	0	0	3.06	0,0306	✓
E4	0	0.0045	0	0	3.06	0,0298	✓
E3	0	0.0034	0	0	3.06	0,0306	✓
E2	0	0.0023	0	0	3.06	0,0306	✓
E1	0	0.0013	0	0	3.06	0,0306	✓
RDC	0	0.0006	0	0	3.06	0,0408	✓

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation (On a spécifié le type de contreventement).

3. Déplacements maximales

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq F = \frac{H_t}{500}$$

F : la flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex

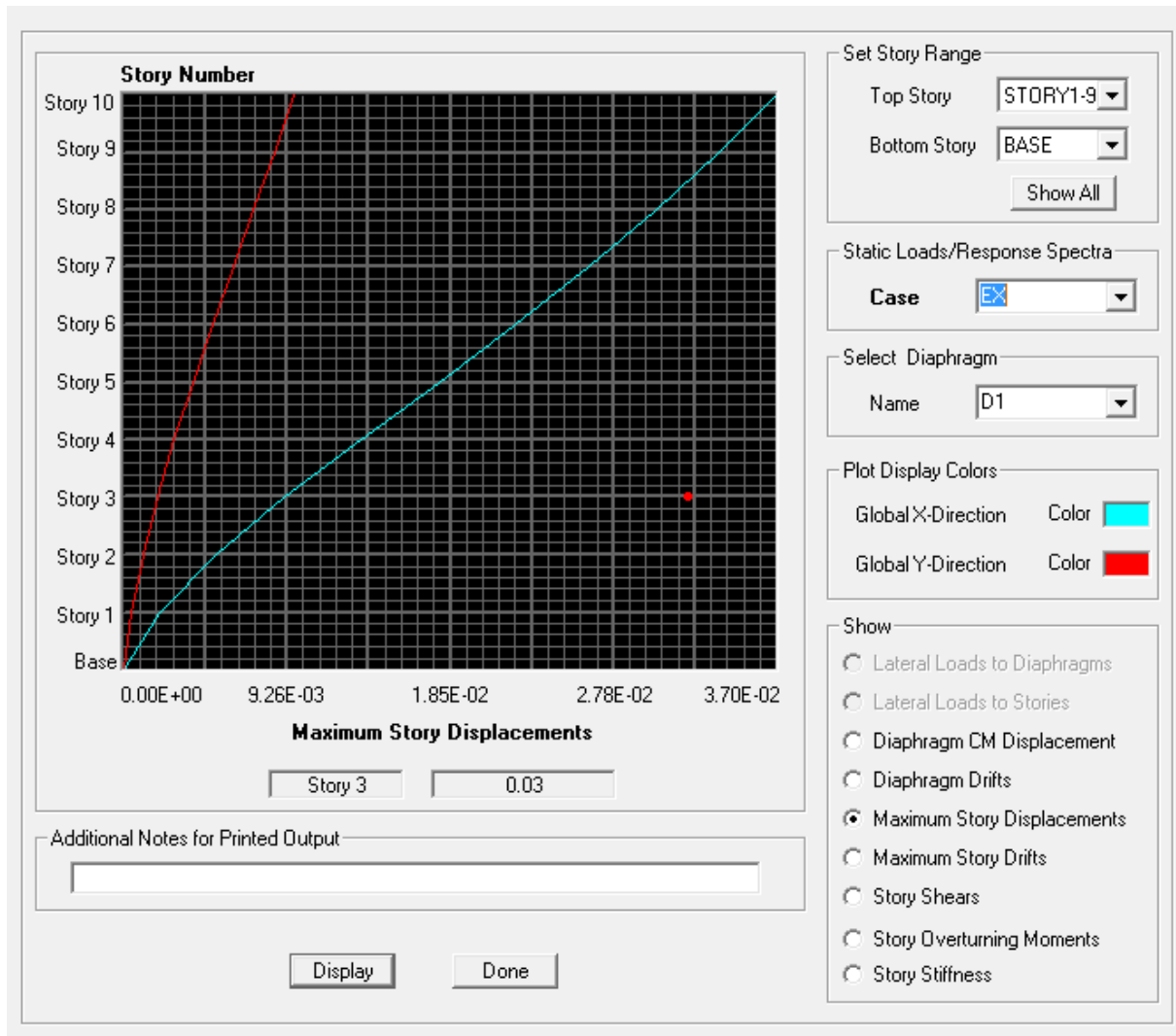


Figure V.3 Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0.03\text{m} \leq F = \frac{31.62}{500} = 0,063\text{m}$$

Suivant EY

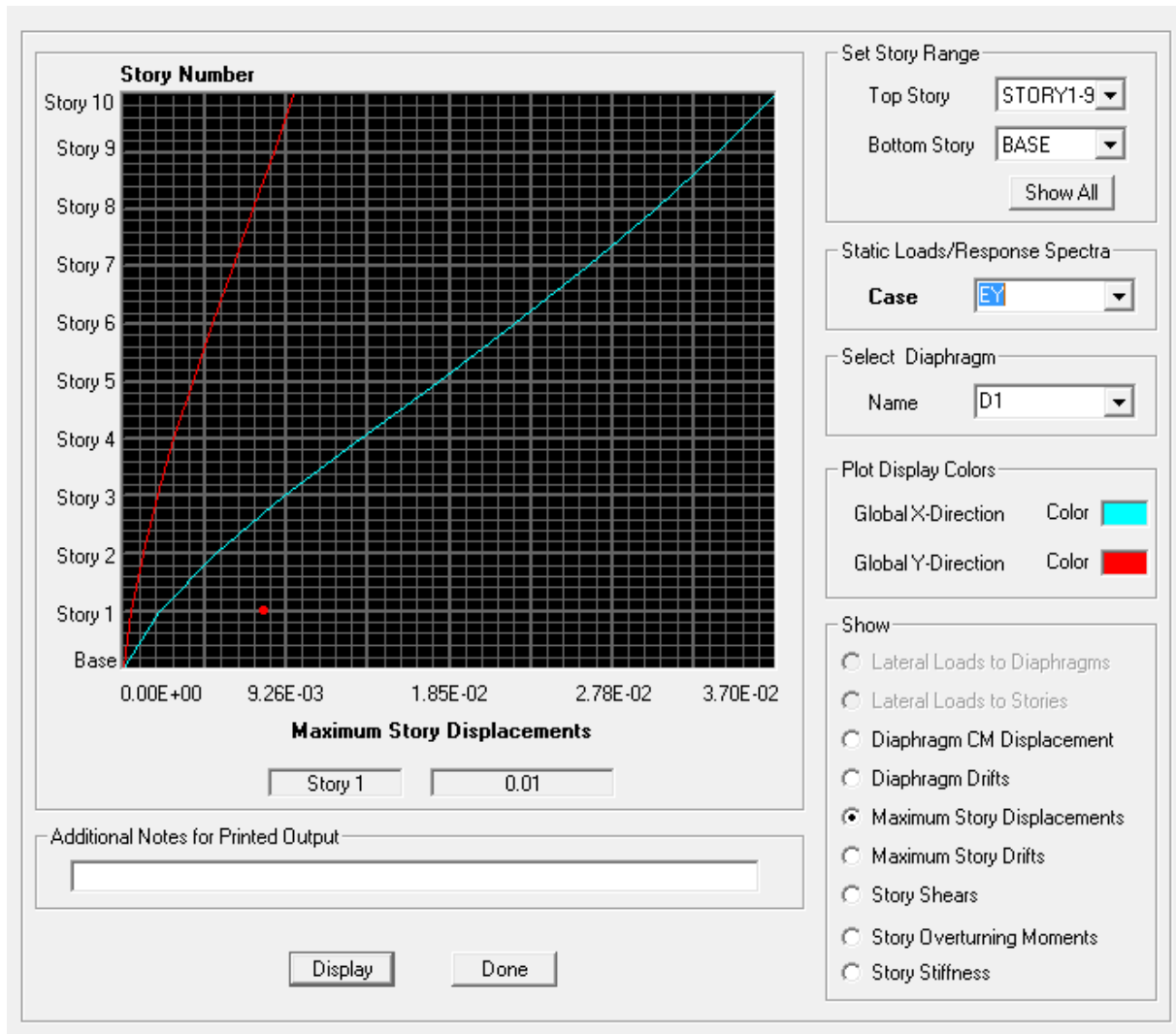


Figure V.4 Déplacement maximal dans le sens Y-Y

$\delta_{max} = 0.01m \leq F = 31.62/500 = 0.063m \rightarrow$ condition vérifiée

4. Vérification de l’effort tranchant à la base :(ART 4.3.6/ RPA Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $VD \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8V_t / VD$

◆ **Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$V_{st} = \frac{ADQ}{R} W_t$ RPA 99 [formule 4-1]

A = 0.15 : (coefficient d’accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

R = 5 (valeur du coefficient de comportement : système 2)

W : poids total de la structure $\rightarrow W = 33782.98kn$

Q : facteur de qualité **Q = 1 + ΣPq = 1,05**

D : facteur d’amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases}$$

T₁ ; T₂ périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA)

Site meuble (S3) T₁=0.15s ; T₂=0.5s

Dans notre cas T₂ = 0.5 < T = 0.66 < 3s donc D = 2.5η (T₂/T)^{2/3}

Pourcentage d'amortissement critique. ζ = 7%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où D = 1.81 < 2.5 → Condition vérifiée

$$V_{st} = 2407.67 \text{ kn} \rightarrow 80\%V_{st} = 1926.61\text{kn}$$

◆ **Effort tranchant à la base (obtenue par ETABS)**

sens xx V_{etabs} = 1932.79KN

sens yy V_{etabs} = 2291.52KN

◆ **Vérification**

V_{etabs}(xx) = 1932.79KN > 80%V_{st} = 1926.61kn → Condition vérifiée

V_{etabs}(yy) = 2291.52KN > 80%V_{st} = 1926.61kn → Condition vérifiée

5. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Suivant le sens x-x

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_x$

Tableau V.4 Excentricité suivant x-x

L_{xx}	X_{CM}	X_{CR}	5% L_{xx}	$CM_x - CR_x$	Obs.
20.50	9.995	10	1.02	-0.005	C V
20.50	9.981	10	1.02	-0.019	C V
20.50	9.981	10	1.02	-0.019	C V
20.50	9.98	10	1.02	-0.02	C V
20.50	9.98	10	1.02	-0.02	C V
20.50	9.98	10.001	1.02	-0.021	C V
20.50	9.979	10.003	1,02	-0.024	C V
20.50	9.979	10.001	1,02	-0.022	C V

Suivant le sens y-y

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_y$

Tableau V.5 Excentricité suivant y-y

L_{yy}	Y_{CM}	Y_{CR}	5% L_{yy}	$CM_y - CR_y$	OBS yy
16,50	8.862	9.511	0,82	-0.649	C V
16,50	8.87	9.57	0,82	-0.7	C V
16,50	8.87	9.579	0,82	-0.709	C V
16,50	8.87	9.576	0,82	-0.706	C V
16,50	8.87	9.572	0,82	-0.702	C V
16,50	8.87	9.568	0,82	-0.698	C V
16,40	8.869	9.566	0,82	-0.697	C V
16,50	8.869	9.565	0,82	-0.696	C V

Conclusion :

Etant donnée que la condition de l'effort tranchant a la base n'est pas vérifiée avec les dimensions que l'on a opté dans le chapitre II, donc on a opté pour les nouvelles dimensions suivantes

❖ Les poutres

Les poutres principales (30x45)cm²

❖ Les poteaux

Zone I(RDC au 2^{er} étage) (50x50)cm²

Zone II (3^{er} étage au 5^{em} étage) (45x45)cm²

Zone III (6^{eme} au 8^{eme} étage) (40x40)cm²

Chapitre VI

LE FERRAILLAGE

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1.1 INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme selon la combinaison la plus défavorable dans les deux sens puis vérifiés à L'ELS en flexion composée.

Les armatures seront calculées en tenant compte de trois sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant,
- Effort normal minimal et moment correspondant,
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant. Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement tendue (SET),
- Section entièrement comprimée (SEC).

Tableau VI.1 Caractéristiques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	θ	$f_{bu}(MPa)$	γ_s	$f_e(Mpa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,8 5	21,74	1	400	400

VI.1.2 COMBINAISONS DE CHARGES

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales sont données selon :

a. Le BAEL 91

ELU : Situation durable

1,35 G + 1,5 Q

b. Le R.P.A 99

Situation accidentelle :

G + Q \pm E

0,8 G \pm E

VI.1.3 RECOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA 99

REVISE 2003

1. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du poteau sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de **0,8% $b \times h$** (en zone IIa)
 - ❖ Poteaux (**50x50**): $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$
 - ❖ Poteaux (**45x45**): $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$
 - ❖ Poteaux (**40x40**): $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de **6% $b \times h$** (en zone IIa)
 - ❖ Poteaux (**50x50**): $A_{\min} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$
 - ❖ Poteaux (**45x45**): $A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$
 - ❖ Poteaux (**40x40**): $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera **4% $b \times h$** (en zoneIIa)
 - ❖ Poteaux (**50x50**): $A_{\min} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$
 - ❖ Poteaux (**45x45**): $A_{\min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
 - ❖ Poteaux (**40x40**): $A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Avec les conditions suivantes :

- ❖ Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.
- ❖ La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

$L = 25\text{cm}$ (zone IIa).

- ❖ Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

- ❖ La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

Avec : (h_1 ; b_1): section du poteau.

h_e : hauteur d'étage

h : hauteur de le poutre.

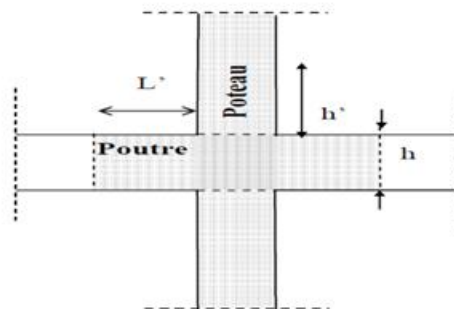


Figure VI.1 Zone nodale des poteaux.

2. Armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales et évitent leur flambement. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{f_e h_1}$$

Avec

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale $f_e = 400\text{MPa}$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad L_f = 0,7h_e$$

L_f : Longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales :

$$-S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale,}$$

$$-S_t \leq (15\Phi_L^{\min}) \text{ en zone courante}$$

Φ_L^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% S_t b \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% S_t b \\ 3 < \lambda_g < 5 \text{ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{array} \right.$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\Phi_{\min})$

VI.1.4 FERRAILLAGE A L'ELU

VI.1.4.1 Calcul du ferrailage des poteaux

a. Armatures longitudinales

Etant donné que la structure comporte trois (03) sections différentes de poteaux, des zones sont définies comme suit :

- Zone 1** : RDC, 1^{er} 2^{ème} et 3 étages pour les poteaux de section (50x50)
- Zone 2** : 4^{ème} et 5^{ème}: 6^{ème} étage pour les poteaux de section (45x45)
- Zone 3** : 7^{ème} et 8^{ème} étage pour les poteaux de section (40x40)

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{\max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant.

Tableau VI.2 Ferrailage des poteaux

Zone	N	M	Situation	Section	A _{sup}	A _{inf}	A _{tot}	A _{min}	A _{adop}	Choix des barres
1	1745.89	5.87	Acc.	50x50	0,00	0,00	0,00	20	22.24	4HA14 + 8 HA16
	1020.55	55.60	Acc.		0,00	0,00	0,00			
	416.32	102.87	Acc.		0,00	0.8	0.8			

Zone	N	M	Situation	Section	A _{sup}	A _{inf}	A _{tot}	A _{min}	A _{adop}	choix des barres
2	555.51	15.56	ELU	45 x45	0,00	0,00	0,00	16.2	18.47	12 HA14
	88.91	14.27	ELU		0,00	0,00	0,00			
	286.81	86.29	ELU		0	1.39	1.39			

Zone	N	M	Situation	section	A _{sup}	A _{inf}	A _{tot}	A _{min}	A _{adop}	choix des barres
3	216.93	12.07	ELU	40 x40	0,00	0,00	0,00	12.8	16.32	8 HA14
	88.05	8.12	ACC		0,00	0,00	0,00			
	73.98	61	ELU		0	2.73	2.73			

b. Armatures transversales

Ces armatures ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

1. Calcul de diamètre des armatures

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_1 = \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33\text{mm} ; \quad \text{soit } \phi_1 = \mathbf{8\text{mm}}$$

ϕ_1 : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adopte des cadres de section : $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4 \text{ HA } 8$.

2. Espacement des armatures

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suit :

▪ Dans la zone nodale

$$S_t \leq \min(10\phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}).$$

$$\phi_{l\min} = 14 \text{ mm}, S_t \leq \min\{14, 15\text{cm}\}$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$.

▪ Dans la zone courante

$$S_t \leq (15 \phi_L^{\min})$$

$$\phi_{l\min} = 14\text{mm} \quad S_t \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$.

VI.1.4.2 Longueur de recouvrement

Pour la zone Iia: $L_r = 40\phi$

▪ Poteaux du RDC, étages 1 .2 et 3 (50×50)

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

▪ Poteaux du 4 .5et6 (45×45)

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

▪ Poteaux de 7 et 8 (40×40)

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

VI.1.4.3 Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

Avec : b_1, h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nu des poteaux.

h : hauteur de la poutre.

▪ Poteaux du RDC (50×50)

$$h' = \max\left(\frac{422}{6}, 50, 50, 60\text{cm}\right) = \max(70,33; 45; 45; 60) \approx 70 \text{ cm}$$

▪ Poteaux d'étages 1 .2 et 3 (50×50)

$$h' = \max\left(\frac{298}{6}, 50, 50, 60\text{cm}\right) = \max(51; 50; 50; 60) = 60\text{cm}$$

▪ Poteaux (40×40)

$$h' = \max\left(\frac{298}{6}, 40, 40, 60\text{cm}\right) = \max(51; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$$

▪ **Poteaux (35x35)**

$$h' = \max\left(\frac{298}{6}, 35, 35, 60\text{cm}\right) = \max(51; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$$

VI.1.5 VERIFICATION A L'ELU

a. Vérification des 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 ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Elongement géométrique des poteaux : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; avec $I_f = 0.7h_e$

$$\left. \begin{array}{l} \text{si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1,875\text{MPa} \\ \text{si } \lambda_g < 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1,00\text{MPa} \end{array} \right\}$$

1. Poteaux du RDC(45x45)

$$\lambda_g = \frac{309.4}{45} = 6.87 > 5 \rightarrow \rho = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2650}{450 \times 420} = 0.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 1.875 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Poteaux d'étages 1 et 2(45 x45)

$$\lambda_g = \frac{214.2}{45} = 4.76 < 5 \rightarrow \rho = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2240}{450 \times 420} = 0.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 1,00 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Poteaux (40 x40)

$$\lambda_g = \frac{214.2}{40} = 5.35 > 5 \rightarrow \rho = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2250}{400 \times 375} = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 1,875\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Poteaux (35 x 35)

$$\lambda_g = \frac{214.2}{35} = 6.12 > 5 \rightarrow \rho = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2060}{350 \times 245} = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 1,875\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

b. Vérification de la quantité d'armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \quad ; A_{tmin} = 0.3 \% S_t \times b_1$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 \quad ; A_{tmin} = 0.8 \% S_t \times b_1$$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$; Interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec : b_1, h_1 : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i_{min}} \quad , i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} = \sqrt{\frac{hb^3}{12}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \quad \rightarrow \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f$$

$L_f = 0,7h + L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

- **Poteaux RDC 1 . 2 et 3 étage (50×50) :** $\lambda_g = 6.87 > 5$
 $A_{tmin} = 0.3 \% S_t \times b_1 = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$
- **Poteau d'étages 4. 5 et 6 (45×45) :** $3 < \lambda_g = 4.76 < 5$
 $A_{tmin} = 0.4 \% S_t \times b_1 = 0.004 \times 10 \times 45 = 1.8 \text{cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$
- **Poteaux 7 et 8 (40×40) :** $\lambda_g = 5.35 > 5$
 $A_{tmin} = 0.4 \% S_t \times b_1 = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$
- **Poteaux (40×40) :** $\lambda_g = 6.12 > 5$
 $A_{tmin} = 0.4 \% S_t \times b_1 = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$

VI.1. 6 VERIFICATIONS A L'ELS

1. Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à La limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] b \times d$$

Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.3 Vérification des sections d'armatures

(zone1)

Section (cm) ²	Cas	N(kn)	M (kn. m)	e_s (cm)	$\frac{h}{6}$	nature	A_{min}	$A_{adoptée}$	Obs.
50 x 50	1	1745.89	5.87	0.33	8.33	SEC	6.45	22.24	CV
	2	1020.55	55.60	5.45	8.33	SEC	7.61		CV
	3	416.32	102.87	225.95	8.33	SPC	1.9		CV

(zone2)

Section (cm) ²	Cas	N(kn)	M (kn. m)	e _s (cm)	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	Obs.
45 x45	1	555.51	15.56	2.8	7.5	SEC	6.51	18.47	CV
	2	88.91	14.27	16.05	7.5	SEC	9.11		CV
	3	286.81	86.29	30.09	7.5	SEC	1.65		CV

(zone3)

Section (cm) ²	Cas	N(kn)	M (kn. m)	e _s (cm)	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	Obs.
40x40	1	216.93	12.07	5.56	6.66	SEC	9.2	16.32	CV
	2	88.05	8.12	9.22	6.66	SEC	4.9		CV
	3	73.98	61	82.45	6.66	SEC	1.06		CV

2. Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

3. Etat limite de compression du béton

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton et dans les aciers δ_{bc} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales à celles admissibles $\overline{\delta_{bc}}$ et $\overline{\delta_{st}}$

Contraire admissible dans l'acier $\overline{\delta_{st}} = 348\text{MPa}$

Contraire admissible dans l'acier $\overline{\delta_{bc}} = 15\text{MPa}$

δ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

δ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

δ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

δ_{bs} : Contrainte max dans les aciers supérieurs

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Vérification des contraintes

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Remarque

Cas 1 = (N_{max} et M_{cor})

Cas 2 = (N_{min} et M_{cor})

Cas 3 = (M_{max} et N_{cor})

Tableaux VI. 4 Vérification des contraintes

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc}(\text{inf})$	$\delta_{bc}(\text{sup})$	$\delta_{st}(\text{inf})$	$\delta_{st}(\text{sup})$	$\overline{\delta_s}$	$\overline{\delta_b}$	Obs.
50x50	1	816.83	7.99	2.88	3.65	63.5	66.8	348,00	15,00	CV
	2	182.98	3.55	0.56	0.9	13.1	13.5	348,00	15,00	CV
	3	499.95	27.66	0.67	3.33	18.2	50.4	348,00	15,00	CV

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc}(\text{inf})$	$\delta_{bc}(\text{sup})$	$\delta_{st}(\text{inf})$	$\delta_{st}(\text{sup})$	$\overline{\delta_s}$	$\overline{\delta_b}$	Obs.
45 x45	1	409.22	9.70	1.38	2.66	47.1	57.4	348,00	15,00	CV
	2	75.24	0.233	0.36	0.39	7.4	7.4	348,00	15,00	CV
	3	237.32	27.23	0	3.15	2.8	40.5	348,00	15,00	CV

Section	cas	Ns	Ms	$\delta_{bc(inf)}$	$\delta_{bc(sup)}$	$\delta_{st(inf)}$	$\delta_{st(sup)}$	$\bar{\delta}_s$	$\bar{\delta}_b$	Obs.
40x40	1	160.69	8.94	0.2	1.39	28.2	38.6	348,00	15,00	CV
	2	6.38	7.71	0	1.46	0	0.4	348,00	15,00	CV
	3	82.09	27.88	0	4.86	136.7	50	348,00	15,00	CV

Conclusion

Les sections d'armatures choisies pour les poteaux à L'ELU sont vérifiées à L'ELS.

Finalemnt

Toutes les conditions sont vérifiées alors le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements.

Tableau VI. 5 *Résumé du ferrailage des poteaux*

Poteaux	Section (cm ²)	Barres longitudinales	Barres transversales	St (cm) zone nodale	St (cm) Zone courante
Zone1	50x50	8HA16+4HA14	4 Φ 8	10	15
Zone2	45x 45	12HA14	4 Φ 8	10	15
Zone3	40x40	8HA14	4 Φ 8	10	15

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

VII.2.1 INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Elles sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI.2.2 Recommandations du RPA99

1. Armatures longitudinales

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre **0.5%** en toute section.

- Poutre principales: $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire: $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4%** en zone courante.
- 6%** en zone de recouvrement.

o Poutres principales

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

o Poutres secondaires

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

2. Armatures transversales

- ♦ La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ♦ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$s_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \rightarrow \text{En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Avec ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- ◆ Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexes 3 E 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 à:

- ◆ $\frac{1}{5}$ 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.
- ◆ $\frac{1}{4}$ 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.

4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit : A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$.

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée \rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on calcule uniquement les

armatures tendues : $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée \rightarrow la section réelle est considérée comme équivalente à la somme de sections fictives.

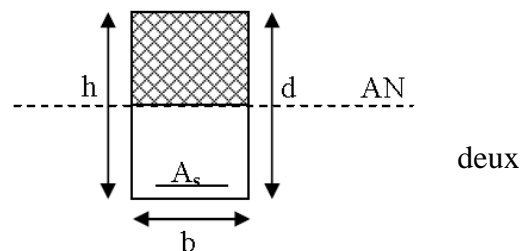
On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

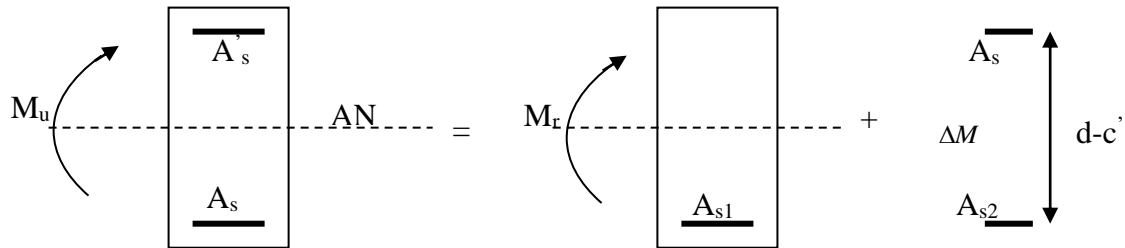
Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.



Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$



Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total : $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

VI.2.3 Ferrailage des armatures à l'ELU

Le calcul de la section d'armatures pour les poutres de la structure est résumé dans les tableaux ci-après selon le moment maximal en travée et en appuis pris pour tous les niveaux de la structure.

$A_{min} = 0,5 \% b \times h = 0.75cm^2$

$A_{max} = 6 \% b \times h = 81cm^2$

Tableau VI-2-1 *Ferrailage des poutres principales*

PP	M_{\max} KN.m	Comb.	b mm	d mm	f_{bc} MPa	μ	obs.	β	σ_s MPa	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$	Ferrailage adopté	
													filantes	chapeaux
Appuis	174.38	ELU	300	420	14,2	0,232	SS A	0,866	348	4,87	6	10,65	3HA16	3HA14
Travée	179.56	ELU	300	420	14,2	0,239	SS A	0,862	348	3,14	6	10,65	3HA16	3HA14

Tableau VI-2-2 *Ferrailage des poutres secondaires*

PS	M_{\max} KN.m	Comb.	b mm	d mm	f_{bc} MPa	μ	obs.	β	σ_s MPa	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$	Ferrailage adopté	
													filantes	chapeaux
Appuis	174.14	ELU	300	370	14,2	0,717	SS A	0,902	348	4,32	3	9,11	3HA16	2HA14
Travée	173.14	ELU	300	370	14,2	0,123	SS A	0,935	348	2,89	3	6,03	3HA16	/

VI.2.4 Vérifications à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité

◆ **Poutres principales** $A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{cm}^2$

$A_{\min} = 1,34 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ **Poutres secondaires** $A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,65 \text{cm}^2$

✓ **Sur appuis**

$A_{\min} = 0,65 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 9,11 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **En travée**

$A_{\min} = 0,65 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6,03 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

b. Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right)$

Avec T_{\max} : effort tranchant max a l'ELU

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

◆ **Poutres principales** : $\tau_u = \frac{5,728 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,05 \text{MPa}$

$\tau_u = 0,05 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ **Poutres secondaires**: $\tau_u = \frac{8,35 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,15 \text{MPa}$

$\tau_u = 0,15 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton

On doit vérifier que

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0,9 d$$

◆ **Poutres principales**

$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,42 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 756 \text{KN}$

$T_{\max} = 40,86 \text{KN} < T_u^{\max} = 756 \text{KN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ **Poutres secondaires**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,3 \times 0,9 \times 0,27 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 486 \text{KN}$$

$$T_{\max} = 8,35 \text{KN} < T_u^{\max} = 486 \text{KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que $A_s \geq \frac{Y_s}{f_e} (T^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

♦ **Poutres principales**

$$A_s \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(5,728 - \frac{59,311}{0,9 \times 0,37} \right) = -4,96 \text{cm}^2$$

$$A_s = 10,65 \text{cm}^2 > -4,96 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Poutres secondaires**

$$A_s \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(8,35 - \frac{36,641}{0,9 \times 0,27} \right) = -4,10 \text{cm}^2$$

✓ **Sur appuis**

$$A_s = 9,11 \text{cm}^2 > -4,10 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée**

$$A_s = 6,03 \text{cm}^2 > -4,10 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérences (BAEL 91 Art A.6.1.2.1)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec $\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0,9d \sum U_i}$

$\sum U_i = n\phi\pi$: Somme des périmètres utiles

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

♦ **Poutres principales**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = (3 \times 1,6 + 3 \times 1,4) \times 3,14 = 28,26 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{5,728 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 282,6} = 0,06 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,06 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Poutres secondaires**

✓ **Sur appuis**

$$3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = (3 \times 1,6 + 2 \times 1,4) \times 3,14 = 23,86\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{8,35 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 238,6} = 0,14\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,14 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée**

$$3\text{HA}16 \rightarrow \sum U_i = (3 \times 1,6) \times 3,14 = 15,07\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{8,35 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 150,7} = 0,23\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,23 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5 *Calcul de la longueur du scellement droit des barres*

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 14 \rightarrow l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\overline{\tau_{se}}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38\text{cm}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 16 \rightarrow l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\overline{\tau_{se}}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44\text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

On prend :

$$\text{Pour les } \varnothing 14 \rightarrow l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,8 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 16 \rightarrow l_s = 0,4 \times 56,44 = 22,6 \text{ cm}$$

VI.2.6 *Armatures transversales*

a. *Calcul des armatures*

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_1^{\max}\right)$$

◆ **Poutres principales**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_1^{\max}\right) = \min(11,43; 30; 160) = 1,143\text{cm}$$

◆ **Poutres secondaires**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_1^{\max}\right) = \min(8,57; 20; 160) = 0,857\text{cm}$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

On choisi **1 cadre +1 étrier** soit $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

b. Calcul de l'espacement des armatures

✓ **Zone nodale** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right)$

◆ **poutres principales** $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}$

◆ **poutres secondaires** $S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm}\right) = 7,5\text{cm}$

On prend $S_t = 10\text{cm}$

✓ **Zone courante** $S_t \leq \frac{h}{2}$

◆ **poutres principales** $S_t = 15\text{cm}$

◆ **poutres secondaires** $S_t = 15\text{cm}$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

c. calcul des armatures minimales

◆ **poutres principales**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ **poutres secondaires**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Délimitation de la zone nodale

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2h$$

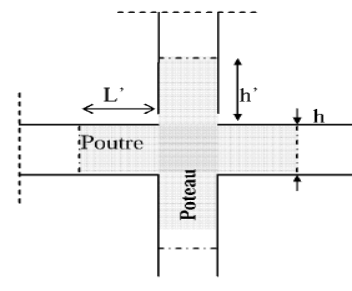
◆ h : hauteur de la poutre.

◆ b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

On aura :

$$L' = 2h = 80\text{cm} \quad \text{Poutres principales}$$

$$L' = 2h = 60\text{cm} \quad \text{Poutres secondaires}$$



VI.2.7 Vérification à l'ELS

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

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire

b. Etat limite de déformation du béton en compression

Il ya lieu de vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} \quad \text{contrainte de traction des aciers}$$

$$\beta \text{ et } K_1 \text{ sont en fonction de } \rho_1 \text{ avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2-4 Vérifications du ferrailage des poutres à l'ELS

		M_s KN.m	d cm	A_s	ρ_1	β_1	α_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs.
PP	Appuis	42,981	37	10,65	0,959	0,863	0,413	21,37	126,39	5,91	15	vérifié
	Travée	28,489	37	10,65	0,959	0,863	0,413	21,37	38,775	1,81		
PS	Appuis	26,54	27	9,11	1,687	0,833	0,503	14,85	129,53	8,72	15	vérifié
	Travée	18,386	27	6,03	1,117	0,855	0,435	19,48	132,08	6,78		

c. Evaluation de la flèche [BAEL91/B.6.5,3]

La flèche développée au niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuira à l'aspect et l'utilisation de la construction.

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite.

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

Avec : $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500}$ (Valeur limite de la flèche).

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

♦ **Sens des poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{450}{500} = 0,9 > f = 0,007 \text{ (La flèche tirée par le logiciel ETABS)}$$

♦ **Sens des poutres secondaire :**

$$\bar{f} = \frac{325}{500} = 0,65 > f = 0,012 \text{ (La flèche tirée par le logiciel ETABS)}$$

Donc : la flèche est vérifiée.

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (Charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

VI.3.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dû aux charges verticales sont données selon :

a- le BAEL 91

ELU : Situation durable

$$1,35 G + 1,5 Q$$

b- le R.P.A 99

Situation accidentelle

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

VI.3.3 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a. Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile

I : moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans les calculs il est pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur du voile calculé entre nus du planchers

L_c : longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

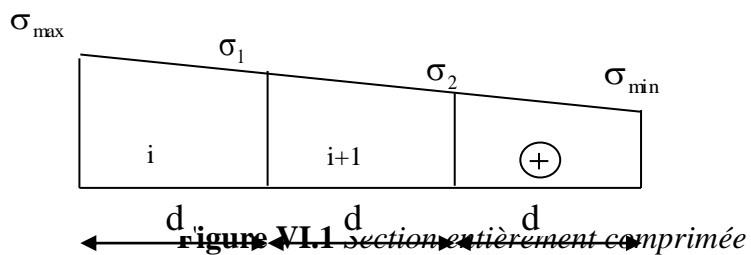
b) calcul des efforts normaux

◆Section entièrement comprimée

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

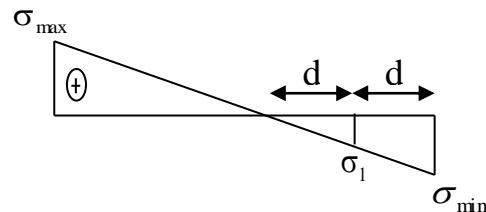
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.



◆Section partiellement comprimée

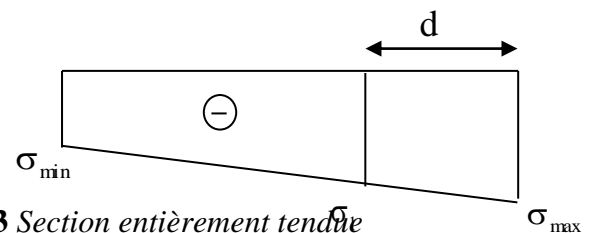
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

◆Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



c) Armatures verticales

◆Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i + Bt \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Bt : section du la bande $Bt = d \cdot e$

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

◆Section partiellement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad A_{min} \geq \max \left(B \cdot \frac{ft28}{f_e}; 0,002B \right)$$

♦Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad A_{min} = \max \left(\frac{N_i}{2\sigma_s}; B \cdot \frac{ft28}{f_e} \right)$$

d) Armature minimale (RPA99)

$$A_{min} \geq 2\%(B^t) \quad B^t : \text{section du béton tendu}$$

e) Armatures horizontales ART7.7.4.2 RPA99/V2003

Les armatures horizontales doivent être munies de crochet à 90° ayant une longueur de 10∅ ; la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad A_h \geq \frac{A_{vt}}{4}d \quad \text{ou} : A_h \geq \max \left(\frac{A_{vt}}{4}; 0,15\%(B) \right)$$

Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

f) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures ; dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad A_{vj} = \frac{1,54V_u}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les effort de traction engendrés par les moments de renversement.

g) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent 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 RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

h) Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la Section est supérieure ou égale à **4HA10**, avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

i) Règles communes

♦Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$S_t \leq \min \{1,5(e), 30cm\}$$

◆Diamètre maximale

le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile

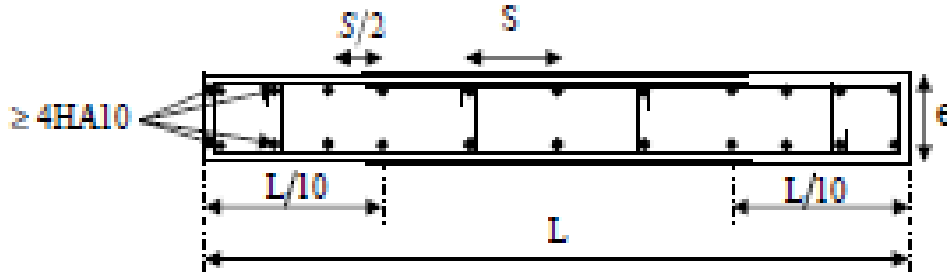


Figure VI.4

Disposition des armatures verticales dans les voiles.

◆Longueurs de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est Possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles de charges

VI.3.4 Vérification à L'ELS

a) contrainte du béton à L ELU

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

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A_v} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$N_{ser} = G + Q$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal de service

B : Section du béton comprimé

A_v : Section d'armatures verticales

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

◆D'après le RPA99 révisé 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

$$T = 1,4 \times V_u$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section

♦D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

Sens yy

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3
	He	4.08	3.06	3.06
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	595.580	590.000	585.740
	N _{ser} (kN)	1400.58	1140.76	507.95
	V _u (kN)	833.812	826.000	820.036
	σ_{\max} (kN/m ²)	4653.560	3179.210	1941.330
	σ_{\min} (kN/m ²)	4634.530	3169.420	1842.470
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.75	0.75	0.77
	L _t	0.75	0.75	0.73
	d	0.50	0.50	0.51
	d _{adopté}	0.37	0.37	0.37
	d2 = L _t - d _{adopté}	0.38	0.38	0.378
	σ_1	2317.265	1584.710	921.235

	N ₁		260.16	178.00	100.93
	N ₂		86.72	59.33	33.64
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6.50	4.45	2.52
	A _{v2} /bande (cm ²)		2.17	1.48	0.84
	A _{vj} (cm ²)		22.93	22.72	22.55
	A'v1/bande/nappe		12.24	10.13	8.16
	A'v2/bande/nappe		7.90	7.16	6.48
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.26	5.26	5.39
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		15.40	11.30	11.30
	Av2 adopté (cm ²)		12.32	9.04	9.04
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA14	2*5HA12	2*4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
Bande 2		10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4.50	4.50	4.50
	AH adopté (cm ²)		16.95	15.82	15.82
	choix de la section		15HA12	14HA12	14HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	3.088	3.059	3.037
	2,26 Mpa	T _u	2.206	2.185	2.169
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	4.321	3.586	1.597

Sens yy

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	4.50	4.50	4.50

	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.9	0.9	0.9
	He		4.08	3.06	3.06
	h		3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		500.240	450.000	400.000
	N _{ser} (kN)		1688.24	1300.06	571.58
	Vu (kN)		700.336	630.000	560.000
	σ_{max} (kN/m ²)		6443.440	1723.580	2517.090
	σ_{min} (kN/m ²)		6433.240	1821.520	2347.780
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		2.25	2.19	2.33
	L _t		2.25	2.31	2.17
	d		1.50	1.33	1.33
	d _{adopté}		1.12	1.16	1.09
	d2 = L _t - d _{adopté}		1.12	1.16	1.09
	σ_1		3216.620	910.760	1173.890
	N ₁		1084.75	315.87	382.40
	N ₂		361.58	105.29	127.47
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		27.12	7.90	9.56
	A _{v2} /bande (cm ²)		9.04	2.63	3.19
	A _{vj} (cm ²)		19.26	17.33	15.40
	A'v1/bande/nappe		31.93	12.23	13.41
	A'v2/bande/nappe		13.85	6.96	7.04
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		15.76	13.97	13.97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		28.14	15.82	15.82
	Av2 adopté (cm ²)		20.10	11.30	11.30
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*7HA16	2*7HA12	2*7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA16	2*5HA12	2*5HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
Bande 2		25	25	25	
Armat ures horizo ntales	AH /nappe (cm2)		13.50	13.50	13.50
	AH adopté (cm2)		16.95	15.82	15.82

	choix de la section		15HA12	14HA12	14HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des conctruccion	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	0.865	0.778	0.691
	2,26 Mpa	T_u	0.618	0.556	0.494
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.815	1.416	0.622

Sens xx

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.30	1.30	1.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.26	0.26	0.26
	He	4.08	3.06	3.06
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	475.890	470.030	465.330
	N _{ser} (kN)	900.25	700.69	690.14
	Vu (kN)	100.000	658.042	651.462
	σ_{max} (kN/m ²)	7306.720	4577.750	2696.010
	σ_{min} (kN/m ²)	7062.400	4382.050	2785.060
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.66	0.66	0.64
	L _t	0.64	0.64	0.66
	d	0.44	0.44	0.43
	d _{adopté}	0.32	0.32	0.33
	d2 = L _t - d _{adopté}	0.32	0.32	0.33

	σ_1		3531.200	2191.025	1392.530
	N_1		338.44	208.96	137.98
	N_2		112.81	69.65	45.99
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		8.46	5.22	3.45
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		2.82	1.74	1.15
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		2.75	18.10	17.92
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		9.15	9.75	7.93
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		3.51	6.27	5.63
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		4.63	4.65	4.48
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$Av1$ adopté (cm ²)		11.30	11.30	11.30
	$Av2$ adopté (cm ²)		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	6	6
Bande 2		10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3.90	3.90	3.90
	AH adopté (cm ²)		16.95	15.82	15.82
	choix de la section		15HA12	14HA12	14HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	2.847	2.812	2.784
	2,26 Mpa	T_u	2.034	2.009	1.989
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3.237	2.520	2.482

Sens xx

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.30	1.30	1.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.26	0.26	0.26
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	475.890	470.030	465.330
	N _{ser} (kN)	900.25	700.69	690.14
	Vu (kN)	100.000	658.042	651.462
	σ_{max} (kN/m ²)	7234.270	700.180	2517.090
	σ_{min} (kN/m ²)	815.600	2870.980	2347.780
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	1.17	0.25	0.67
	L _t	0.13	1.05	0.63
	d	0.78	0.17	0.45
	d _{adopté}	0.07	0.17	0.31
	d2 = L _t - d _{adopté}	0.07	0.88	0.31
	σ_1	407.800	2404.193	1173.890
	N ₁	8.06	89.64	110.47
	N ₂	2.69	210.41	36.82
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	0.20	2.24	2.76
	A _{v2} /bande (cm ²)	0.07	5.26	0.92
	A _{vj} (cm ²)	2.75	18.10	17.92
	A'v1/bande/nappe	0.89	6.76	7.24
	A'v2/bande/nappe	0.75	9.78	5.40
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	8.18	1.78	4.71
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)	11.30	11.30	11.30
	Av2 adopté (cm ²)	6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm ²)	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	Choix de A (cm ²)	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12

	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	6	6
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3.90	3.90	3.90
	AH adopté (cm ²)		16.95	15.82	15.82
	choix de la section		15HA12	14HA12	14HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des constructure	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2.847	2.812	2.784
	2,26 Mpa	τ_u	2.034	2.009	1.989
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3.384	2.520	2.537

*Chapitre VII***ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE****VII.1 Introduction**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts Apportés par la superstructure.

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol), et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure.

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa Fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs Extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

VII.2 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous Renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2\text{bars}$

VII.3 Types de fondations

Le type des fondations varient selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment doit être implanté, Ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment, nous distinguons deux types :

a- Fondation superficielle

Une fondation est dite superficielle, si l'ancrage reste inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la Fondation, ($\frac{D}{B} < 4$) c'est-à-dire lorsque les couches du terrain capable de reprendre l'ouvrage Sont de faible profondeur, elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain sont Capable de supporter l'ouvrage.

- Les principaux types de fondations superficielles :
 - Les semelles isolées
 - Les semelles filantes : réalisées sous une file de poteaux, ou sous un voile, ou bien mur Rigide.
 - Les radiers : ce sont des fondations de grandes dimensions qui couvrent entièrement L'ouvrage.

b- Fondation profonde

Sont les fondations qui transmettent la charge de la surface jusqu'à la couche résistante en

Profondeur. Elles sont utilisées lorsque les couches superficielles sont plus capables de Reprendre les efforts de leurs superstructures (sol peu résistant et compressible), donc la Solution est de trouver le bon sol en profondeur :

- Les principaux types de fondations profondes
- Les puits : se sont de fondation semi profondes
- Les pieux

Choix de type de fondations

En ce qui concerne notre ouvrage, on au choix entre :

- Semelles continues (semelle filante).
- Semelle isolée.
- Radier générale.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable ou un radier.

VII.4 Dimensionnement

1. Semelles Isoles Sous Poteaux

Vu que notre structure comporte des voile alors la vérification de la semelle isole n'est pas nécessaire on passe directement à la vérification de la semelle filante.

2. Semelles filantes

a. Semelles filantes sous les voiles

Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \quad \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{1326.20}{200 \times 1.5}$$

Avec $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. ($\bar{\sigma}_{sol} = 0,20$ MPA)

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,0\text{bars} = 0,20\text{MPA} = 200\text{KN. m}^2$$

B : largeur de la semelle

L : longueur de voile **G, Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 Surface des semelles filantes sous voiles sens longitudinal

Voile sens longitudinal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m ²)
VL1	640.18	1.30	2.46	3.19
VL2	821.5	1.30	3.15	4.09

	total	7.28
--	-------	------

Tableau VII.2 Surface des semelles filantes sous voiles, sens transversal

Voile sens transversal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m ²)
VT1	631.94	4.50	0.71	3.19
VT2	247.76	1.50	0.82	1.23
			Total	4.42

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est:

$$S_{V \text{ tot}} = \sum B_i \times L_i = 7.28 + 4.42 = 11.7 \text{ m}$$

b. Semelles filantes sous poteaux

Etape de calcul

◆ Détermination de la résultante des charges

◆ Détermination des coordonnées de la structure R: $R = \sum N_i$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$

◆ Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle:

$$\text{Si } e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

avec :

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \quad \text{◆ Détermination de la largeur B de}$$

$$\text{la semelle} \quad B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique 2 (fil de poteaux le plus sollicité)
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Résultante des charges sous poteaux

Poteaux	Ns=G+Q (KN)	Mi	ei(m)	N × ei (KN.m)
C1	977.31	1.032	-8	-7818.48
C2	1186.94	2.443	-5	-5934.7
C3	1326.20	0.543	0.5	663.1
C4	1155.82	4.373	4	4623.28
C5	1066.16	5.356	8	8529.28
	R=∑Ni=5713.05	∑Mi=13.747		∑=62.48

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{62.48 + 13.747}{5713.05} = 0,01$$

➤ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.39m < \frac{L}{6} = \frac{16.5}{6} = 2.75m \text{ Répartition trapézoïdale}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5713.05}{16.5} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.01)}{16.5}\right) = 347.50 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5713.05}{16.5} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.01)}{16.5}\right) = 344.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5713.05}{16.5} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.01)}{16.5}\right) = 346.87 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de la largeur B

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{346.87}{200} = 1.73m \text{ On prend } B=1.80m$$

$$D'où: \text{ On aura donc, } S = B \times L = 1.80 \times 16.5 = 29.7m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré. $S_p = 29.7 \times 4 = 118.8m^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est: $S_t = S_p + S_v$

$S_t = 118.8 + 69.54 = 188.34m^2$ Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $\frac{S_t}{S_{batimet}}$ La surface totale de la

structure = 198,38m² $\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{188.34}{355.10} \times 100 = 53,30\%$ Donc : **St > 50 % S_{bat}**

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, Occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela Nous opterons pour **un radier général**.

VII.5 Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier est :

- ◆ Rigide dans son plan horizontal,
- ◆ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- ◆ Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- ◆ Rapidité d'exécution.

1. Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{\min} \geq 25\text{cm}$$

- ◆ Selon la condition forfaitaire : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$
 $\frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5} \quad \longrightarrow \quad 56,25\text{cm} \leq h \leq 90\text{cm}$

- ◆ **Dalle** : La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22,5\text{cm} \text{ On prend : } h_d = 25\text{cm}$$

- ◆ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{450}{10} = 45\text{cm} \text{ On prend : } h_n = 90\text{cm}$$

◆ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e C_e \text{ qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K = 40MPa** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée **E = 10818.86MPa**

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,9\text{m}$$

On adopte pour : **h=90cm**

◆ **La largeur de la nervure : $0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$**

$$0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \quad , \quad 6\text{cm} \leq b_n \leq 63\text{cm}$$

On prend : **b_n = 60cm**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- ◆ Hauteur de la dalle : **h_d = 25cm**
- ◆ Largeur de la nervure : **b_n = 60cm**
- ◆ Hauteur de la nervure : **h_n = 100 cm**

2. Détermination des efforts

a. Les charges à la superstructure

La charge permanente totale à la base : **G = 25665.51kN**

La charge d'exploitation totale à la base : **Q = 3645**

b. Combinaison d'actions :

- ◆ à l'ELU $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 25665.51 + 1.5 \times 3645$
- ◆ = **40115,93KN/ml**
- ◆ à l'ELS $N_s = G + Q = 25665.51 + 3645 = 29310.51\text{KN/ml}$

c. Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{à l'ELU} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{40115,93}{1,33 \times 200} = 150,81\text{m}^2$$

$$\text{à l'ELS} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{29310,51}{1,33 \times 200} = 110,19\text{m}^2$$

$$\text{D'ou : } S_{\text{radier}} = \max(150,81 ; 110,19) = 150,81\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 338,25\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 150,19\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{cm}\right) = 45\text{cm}$$

Soit un débord de : **Ldéb = 45 cm**

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = (20,95 \times 16,95) = 355,10\text{m}^2$$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier**a. Poids de radier**

G= Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

♦ **Poids de la dalle**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radie}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 355,10 \times 0,25 \times 25 = 2219,38\text{KN}$$

♦ **poids de la nervure**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{ner}} = 0,6 \times (1,0 - 0,25) \times [(20,5 \times 6) + (16,5 \times 4)] \times 25 = 2126,25\text{KN}$$

♦ **poids de (T.V.O)**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radie}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (355,10 - 54,6) \times (0,9 - 0,25) \times 17 = 3320,52\text{KN}$$

♦ **poids de la dalle flottante**

$$P_{\text{dalle flo}} = (S_{\text{radie}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flo}} = (355,10 - 54,6) \times 0,1 \times 25 = 751,25\text{KN}$$

$$\text{Poids de radier : } G_{\text{radie}} = 6197,02$$

○ **Surcharge du radier :** $Q_{\text{radie}} = 3,5 \times 355,10 = 1242,85\text{KN}$

○ **Poids total de la structure**

- ◆ $G_{\text{tot}} = G_{\text{radie}} + G_{\text{bat}} = 6197,02 + 25665,51 = 31862,53\text{KN}$
- ◆ $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radie}} + Q_{\text{bat}} = 1242,85 + 3645 = 4887,85\text{KN}$

- **Combinaison d'actions :**

- ◆ à l'ELU $N_u = 1,35G + 1,5Q = 50346,19\text{KN/ml}$
- ◆ à l'ELS $N_s = G + Q = 36750,38\text{KN/m}$

- **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- ◆ **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10,25\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum Y_i} = 8,90\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- ◆ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15,70 \times 12^3}{12} = 7631,38\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12 \times 15,70^3}{12} = 11803,13\text{m}^4$$

5. Vérifications

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

Avec :

$$b = 100\text{cm} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 25 = 22,5\text{cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{radie}}} = \frac{50346,19 \times 1 \times 4,5}{2 \times 355,10} = 319,01\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{319,01 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,41\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,41\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ◆ Effort normal (**N**) du aux charges verticales.
- ◆ Moment de renversement (**M**) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

Avec :

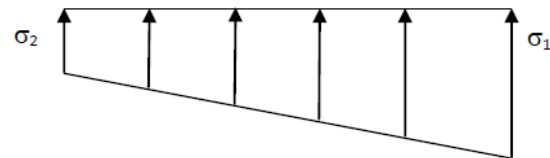
- ◆ $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.
- ◆ $T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.
- ◆ I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.
- ◆ h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

- ◆ à l'ELU $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$
- ◆ à l'ELS $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$



FigVII-1 : Diagramme des contraintes

$$\text{Et : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radie}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Avec :

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_{EX} = 57301.038 \text{KNm} \quad ; \quad T_{EX} = 2451.65 \text{ KN}$$

$$M_{EY} = 46671.76 \text{KNm} \quad ; \quad T_{EY} = 2954.81 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_x = 57301.038 + 2451.65 \times 0,9 = 59507.53 \text{KNm}$$

$$M_y = 46671.76 + 2954.81 \times 0,9 = 49330.33 \text{KNm}$$

Tableau VII.3 Les contraintes à l'ELU et à L'ELS

contraintes		ELU			ELS		
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
Sens	long	193.46	90.10	167.58	155.17	51.81	129.33
	trans	199.31	84.25	170.55	161.02	45.96	132.47

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées

- ◆ à l'ELU $\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$

$$\diamond \text{ à l'ELS} \quad \sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

Donc pas de risque de renversement.

○ **Vérification au poinçonnement :**

$$\text{On doit vérifier que : } N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure

◆ **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = (a + b + 2h)2$$

Avec :

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

$$\mu_c = (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,9)2 = 5,6 \text{m}$$

$$N_u = 3251,06 \text{KN} \leq \frac{0,045 \times 5,4 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 3645 \text{KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

◆ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bande de 01 ml du voile

$$\mu_c = (0,20 + 1 + 2 \times 0,9)2 = 6 \text{m}$$

$$N_u = 1843,42 \text{KN} \leq \frac{0,045 \times 6 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 4050 \text{KN}, \text{ Condition vérifiée}$$

4-Vérification de l'effort de sous pression

$$P \geq \alpha \times S_{radie} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau $\gamma = 10 \text{kN/m}^3$

Z : Profondeur de l'infrastructure $Z = 1,2 \text{m}$.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$p = 33782,98 \text{KN} \geq 1,5 \times 355,10 \times 10 \times 0,9 = 3195,9 \text{KN}, \text{ Condition vérifiée}$$

6. Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99)

a. Ferrailage de la dalle :

Le radier est étudié comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux

On distingue deux cas :

♦ 1^{er} cas

$\rho < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{ox} = q_u \frac{l_x^2}{8}, M_{oy} = 0$$

♦ 2^{eme} cas

$1 < \rho < 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et $l_x < l_y$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

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.

b. Identification du panneau le plus sollicité

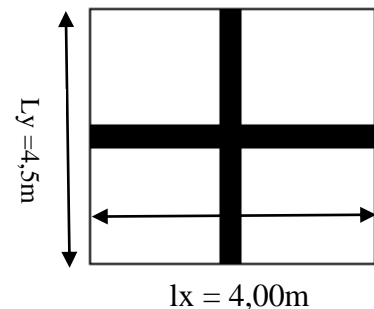
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,00}{4,5} = 0,89$$

$1 < \rho = 0,72 < 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la

Contrainte maximale σ_m^{\max}

La contrainte due au poids propre du radier,



FigVII.2 le panneau le plus sollicité

Ce dernier étant directement repris par le sol.

♦ La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m^{\max} = 170,55 \text{KN/m}^2$

♦ La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m^{\max} = 132,47 \text{KN/m}^2$

$$\text{l'ELU } q_{um} = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} \right) \times 1\text{m} = \left(170,55 - \frac{6197,02}{355,1} \right) \times 1\text{m} = 153,10 \text{KN/ml}$$

$$\text{l'ELS } q_{sm} = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} \right) \times 1\text{m} = \left(135,96 - \frac{6197,02}{355,10} \right) \times 1 = 118,51 \text{KN/ml}$$

C. Calcul a' L'ELU

Evaluation des moments M_y ; M_x

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0825 \\ \mu_y = 0,292 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_{ox} = 0,0825 \times 153.10 \times 4.00^2 = 202.10 \text{KNm}$$

$$M_{oy} = 0,292 \times 202.10 = 59.01 \text{KNm}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0,75 pour les moments en travées,

0,5 pour les moments sur appuis

◆ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{ox} = 0,5 \times 202.10 = 101.07 \text{KNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 59.01 = 29.51 \text{KNm}$$

◆ Moments en travées

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 202.10 = 151.58 \text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 59.01 = 44.26 \text{KNm}$$

4-Ferrailage

◆ Etape de calcul

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{101,07 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,147 \rightarrow \beta = 0,919$$

$\mu = 0.147 < \mu_i = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{101,07 \times 10^6}{0,919 \times 220 \times 348} = 14,36 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14=14.36cm²** avec un espacement **e =15cm**

Tableau VII-4 Ferrailage du panneau

Sens	Zone	M(KNm)	M	Obs.	B	A _s (cm ²)	Ferrailage	A(cm ²) Adoptée	e (cm)
X-X	appuis	101,07	0.147	SSA	0,919	14.36	8HA16	16.08	10
	Travée	151.58	0,220	SSA	0,874	22.65	8HA20	25.12	10
Y-Y	appuis	29.51	0.043	SSA	0.978	3.94	6HA12	6,79	15
	Travée	44.26	0.064	SSA	0.967	5.98	6HA12	6,79	15

5-Vérification à l'ELU

◆ Vérification de non fragilité du béton

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ρ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\rho = 0,8\%$ pour les HA FeE400

$$A_{\min} = w_o b h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 25 \left(\frac{3 - 0,72}{2} \right) = 2,892 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale → **Condition vérifiée**

♦ Vérification des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous

Sens x-x

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

$$S_t = 10\text{cm} < 33\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

Sens y-y

$$S_t \leq \min(4h, 44\text{cm}) = 44\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 44\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6-Calcul a L'ELS

Evaluation des moments M_y ; M_x

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0873 \\ \mu_y = 0,465 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_{ox} = 0,0873 \times 118.51 \times 4.00^2 = 165.53 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = 0,465 \times 165.53 = 76.98 \text{ KNm}$$

♦ Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{ox} = 0,5 \times 165.53 = 82.77 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{oy} = 0,5 \times 76.98 = 38.49 \text{ KNm}$$

♦ Moments en travées

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 165.53 = 124.15 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 0,75 \times 76.98 = 57.74 \text{ KNm}$$

7-Vérification état limite de compression de béton

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

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

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ contrainte de traction des aciers

β et K_1 Sont en fonction de ρ_1 avec $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Tableau VII.5 Vérification des contraintes dans le béton

Sens	Zone	Ms(KNm)	A(ELU) Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Vérification
X-X	appuis	82,77	15.39	0.7	0,915	41.82	267.17	6.39	15	CV
	Travée	124,15	24.12	1.09	0,856	19.72	273.32	13.86	15	CV
Y-Y	appuis	138,49	6,79	0,31	0,912	41.82	282.53	6.76	15	CV
	Travée	57,74	6,79	0,31	0,912	41.82	418.40	10	15	CV

✓ Vérification des contraintes dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

7. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

1-Sollicitation de calcul :

$$\text{l'ELU : } M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-153,10 \times 0,40^2}{2} = -12,25 \text{ KNm}$$

$$\text{l'ELS : } M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-118,51 \times 0,40^2}{2} = -8,85 \text{ KNm}$$

2-Calcul des armatures :

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, donc Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

8. Etude des nervures

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

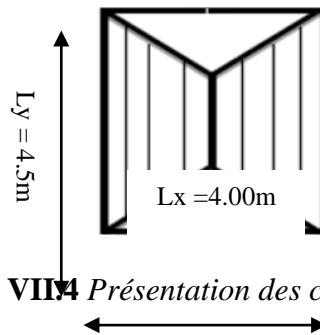
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

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

$$\mathbf{b_n = 60cm ; h_n = 100cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETAB



1-Charges revenant à la nervi

◆ Pour les charges triang

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

◆ Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2-Charges à considérer :

◆ Pour les moments fléchissant.

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

◆ Pour les efforts tranchant.

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3-Détermination des charges

$$l'ELU \quad q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(170,55 - \frac{6197,02}{355,10} - \frac{2126,25}{80,22} \right) = 126,6 \text{KN/ml}$$

$$l'ELS \quad q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(135,96 - \frac{6197,02}{355,10} - \frac{2126,25}{80,22} \right) = 92,22 \text{KN/ml}$$

4-Sens longitudinale : nervure (file D)

- ◆ **Tableau VII.7** Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal
Sens transversale :nervure (file2)

Tableau VII-7 charges à l'ELU et l'ELS dans le Sens transversale

travée	panneau	lx	ly	ρ	Chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	moment fléchissant				effort tranchant			
										q _{um}	∑ q _{um}	q _{sm}	∑ q _{sm}	q _{ut}	∑ q _{ut}	q _{st}	∑ q _{st}
A_B	1	4	4.5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126.6	92,22	241,81	483.62	160,46	320.92	220,28	440.56	160,4	320.8
	2	4	4.5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126.6	92,22	241.81		160.46		220.28		160.4	
B_C	1	4	4.5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241,81	483.62	160,46	320.92	220,28	440.56	160,4	320.8
	2	4	4.5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241.81		160.46		220.28		160.4	
C_D	1	4	4,5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241.81	483.62	160.46	320.92	220.28	440.56	160.4	320.8
	2	4	4.5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241.81		160.46		220.28		160.4	
D_E	1	4	4,5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241.81	483.62	160.46	320.92	220.28	440.56	160,4	320.8
	2	4	4.5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241.81		160.46		220.28		160,4	
E_F	1	4	4,5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241.81	483.62	160.46	320.92	220.28	440.56	160,4	320.8
	2	4	4.5	0.89	trapézoïdale	1,91	1,74	126,6	92,22	241.81		160.46		220.28		160,4	

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

A_B	1	3	4	0,75	trapézoïdale	1,28	1,09	126,6	92,22	162,05	324,10	118,04	236,08	137,99	275,99	100,5	210.10
	2	3	4	0,75	trapézoïdale	1,28	1,09	126,6	92,22	162,05		118,04		137,99		100,5	
B_C	4	4	4.5	0,89	trapézoïdale	1.47	1,20	126,6	92,22	186,10	372,20	135,56	271,12	151,92	303,84	110,7	221,33
	2	4	4.5	0,89	trapézoïdale	1.47	1,20	126,6	92,22	186,10		135,56		151,92		110,7	
C_D	1	4	4.5	0,89	trapézoïdale	1.47	1,20	125,6	92,22	186,10	372,20	135,56	271,12	151,92	303.84	110,7	221,33
	2	4	4.5	0,89	trapézoïdale	1.47	1,20	126,6	92,22	186,10		135,56		151,92		110,7	
D_E	2	4	4	1	Triangle	0,29	1	126,6	92,22	241,81	241,81	121,73	121,5	126,6	126,6	92,22	92,22

Détermination des sollicitations a l'ELU ET ELS :

- Sens x-x

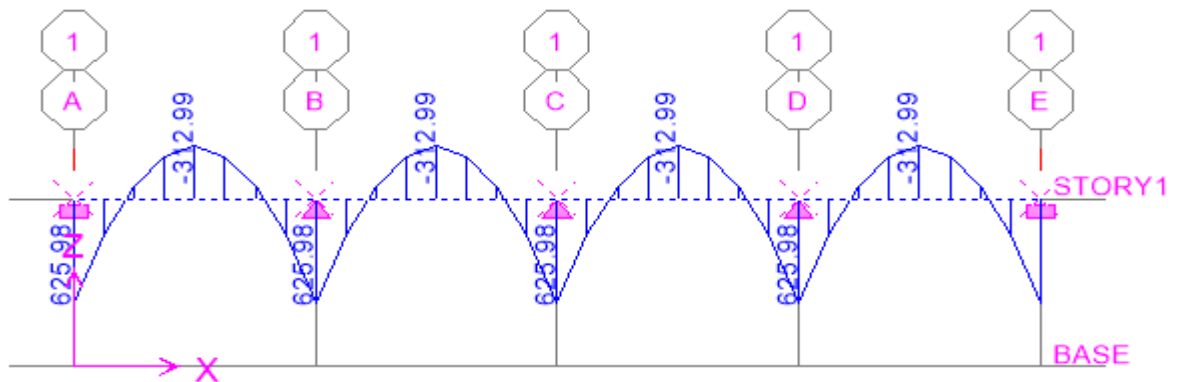


Fig VII. 09 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

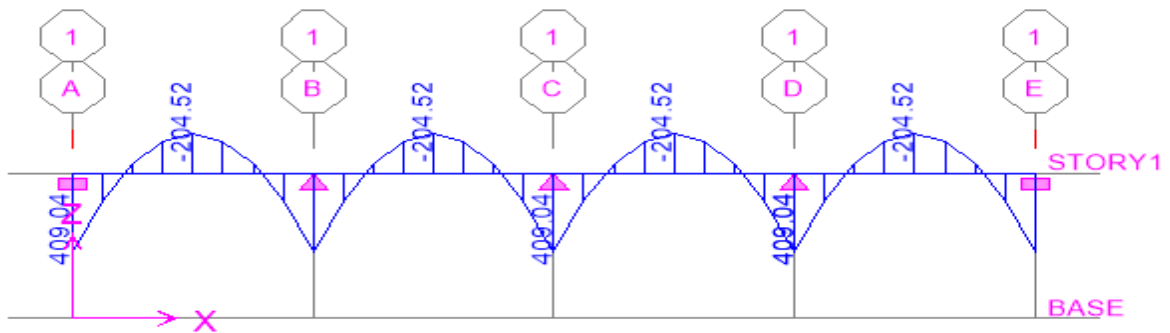


Fig VII. 10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

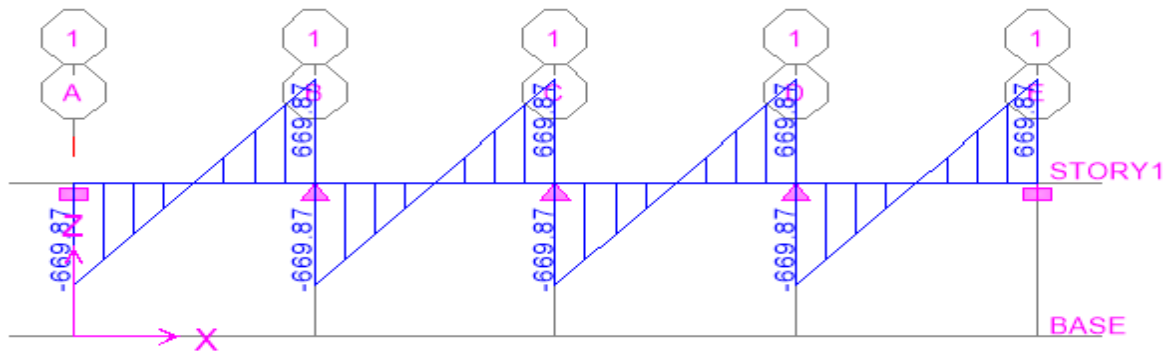


Fig VII.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

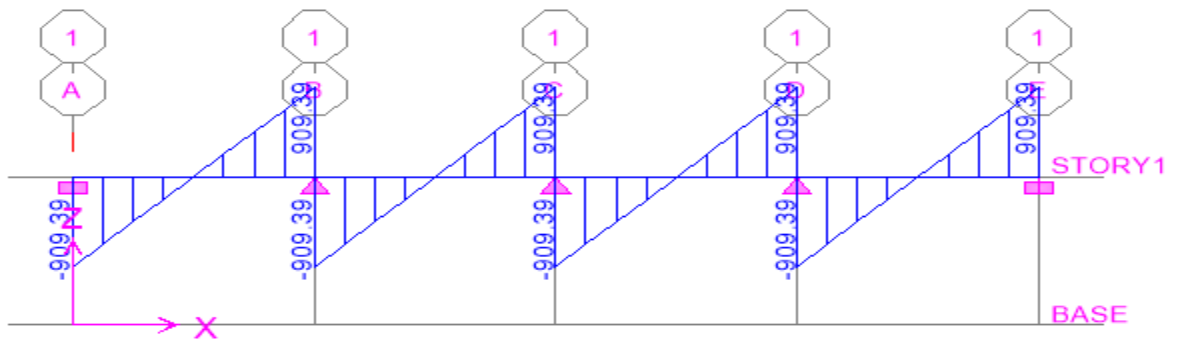


Fig VII.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- sens y-y

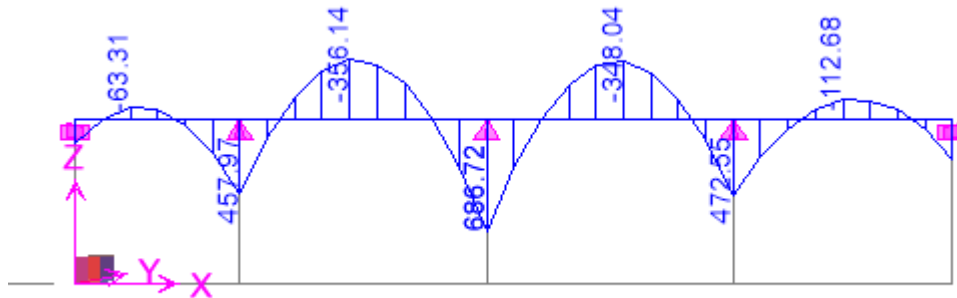


Fig VII. 10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

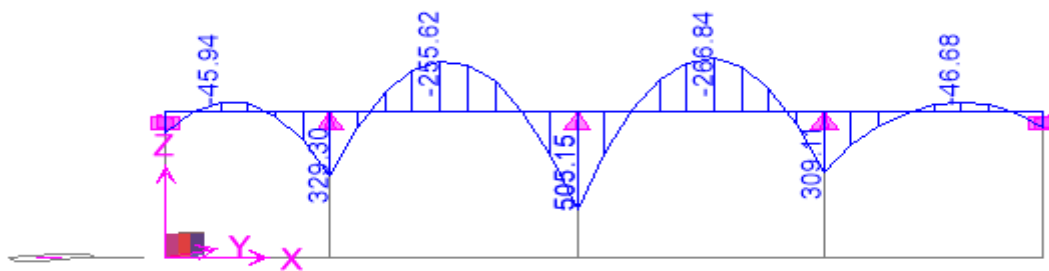


Fig VII. 10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

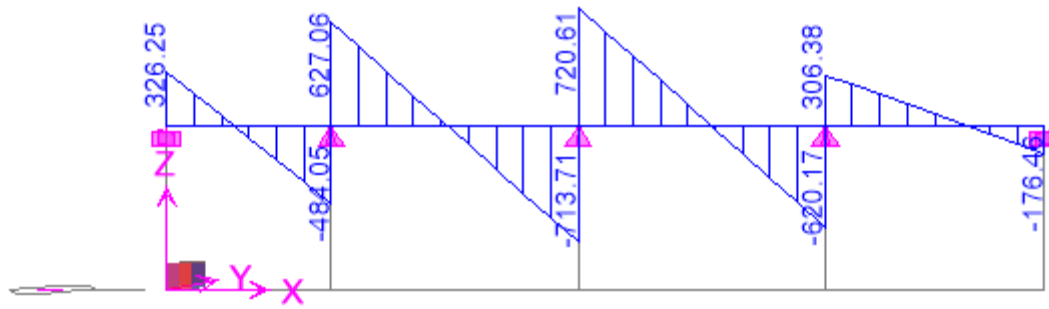


Fig VII.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

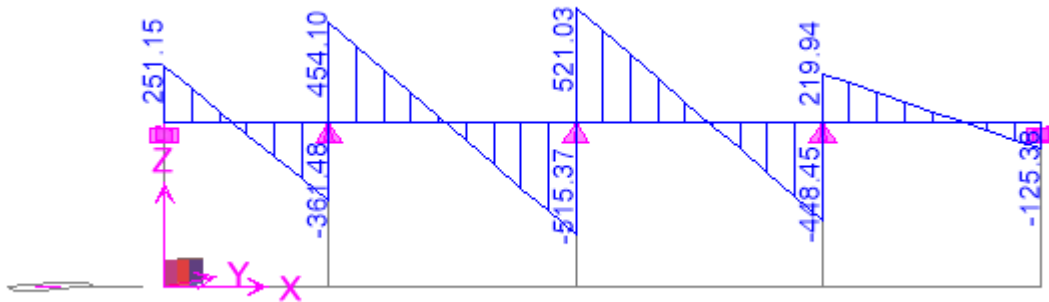


Fig VII.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

6-Calcul du ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$l'ELU \begin{cases} X - X : M_t^{max} = 313,00KNm; M_a^{max} = 625,99KNm \\ Y - Y : M_t^{max} = 849,70KNm; M_a^{max} = 1122,86KNm \end{cases}$$

$b_n = 60cm$; $h_n = 100cm$; $d = 95cm$; $f_{bc} = 14,2MPa$; $\sigma_s = 348MPa$

$$\mu = \frac{M_u^{max}}{bd^2 f_{bc}} ; A_s = \frac{M_u^{max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$\mu < \mu_i = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M(KNm)	μ	Obs.	B	$A_s(cm^2)$	Ferrailage	A(cm ²) Adoptée	e (cm)
------	------	--------	-------	------	---	-------------	------------	--------------------------------	-----------

X-X	appuis	625,99	0,081	SSA	0,958	19,76	4T20+4T16	20,60	15
	Travée	313,00	0,041	SSA	0,979	9,67	4T14+4T12	10,68	15
Y-Y	appuis	686,72	0,089	SSA	0,953	21,98	4T20+6T14	21,80	15
	Travée	356,14	0,046	SSA	0,976	11,03	4T14+4T14	12,31	15

Tableau VII-8 Ferrailage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens

7-Vérification à l'ELU :

◆ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 95 \times 2,1}{400} = 7,42 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

◆ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Sens X-X : $T_u^{\max} = 909,35 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{909,35 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1,31 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Sens Y-Y : $T_u^{\max} = 720,61 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{720,61 \times 10^3}{600 \times 950} = 1,26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

◆ Armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadres et un étrier de $\phi_t = 8 \text{ mm}$

◆ Espacement des armatures

1-Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) = \min \left(\frac{100}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 19,2 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$. (on prend $S_{t\min} = 15 \text{ cm}$)

2-Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$

On opte pour $S_t=20\text{cm}$. (on prend $S_{t_{\min}} = 20\text{cm}$)

♦ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6\text{cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (2 cadres+1 étrier).

8-Vérification à l'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VII.9 Vérifications à l'ELS dans les deux sens

Sens	Zone	M_u (KNm)	M_s (KNm)	γ	μ	α	Rapport	Vérification
X-X	Appuis	625,99	446,74	1,40	0,081	0,0150	0,07	CV
	Travée	313	223,37	1,4	0,041	0,0150	0,035	CV
Y-Y	Appuis	686,72	505,15	1,36	0,089	0,0143	0,53	CV
	Travée	356,14	266,84	1,33	0,046	0,0140	0,53	CV

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

9-Armatures de peau (BAEL/Art 8.3)

Des armatures dénommées « **armatures de peau** » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3cm** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de **100cm**, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc : **2HA12 avec $A_s = 2.25\text{cm}^2$**

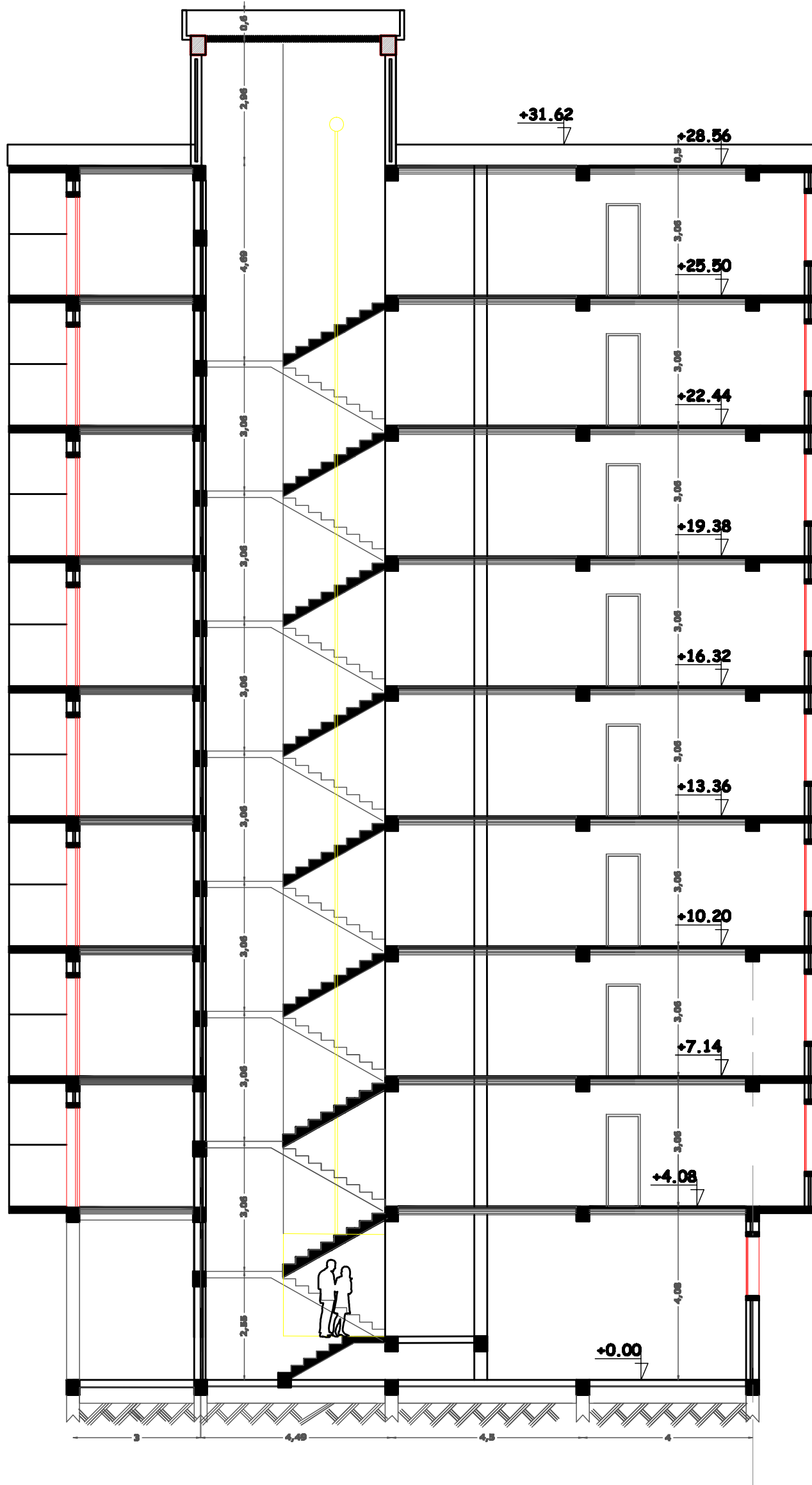
Bibliographie

- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- ✓ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- ✓ BAEL 91 révisé 99
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Formulaire du béton armé volume 1–VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN PERCHAT, JEAN ROUX)
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé(Mohamed Bellazougui)
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- ✓ Cours et TD du cursus

CONCLUSION

Le présent projet est une première expérience qui nous a permis de mettre en application une bonne partie des connaissances acquises durant notre cursus. Ce travail de recherche nous a permis de mieux saisir certains phénomènes et de nous familiariser avec les différentes réglementations qui régissent le domaine du génie civil. Nous avons eu également l'opportunité de manipuler certains logiciels de calcul utiles au travail de l'ingénieur en génie civil. De même, nous avons pu aborder avec le plus grand intérêt beaucoup de problèmes pratiques auquel l'ingénieur en génie civil est confronté au cours de sa vie professionnelle

Nous nous sommes investi dans ce projet avec beaucoup de rigueur et de sérieux et cela nous a été nous a été très bénéfique. Nous soumettons ce travail à votre appréciation, et espérons avoir fait de notre mieux pour que celui-ci soit digne d'être d'une référence pour les promotions à venir.



COUPEA-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 BOUSSAKOU KATIA
 BOUDA YACINE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRVENTÉE PAR VOILES EN
 BETON ARMÉ

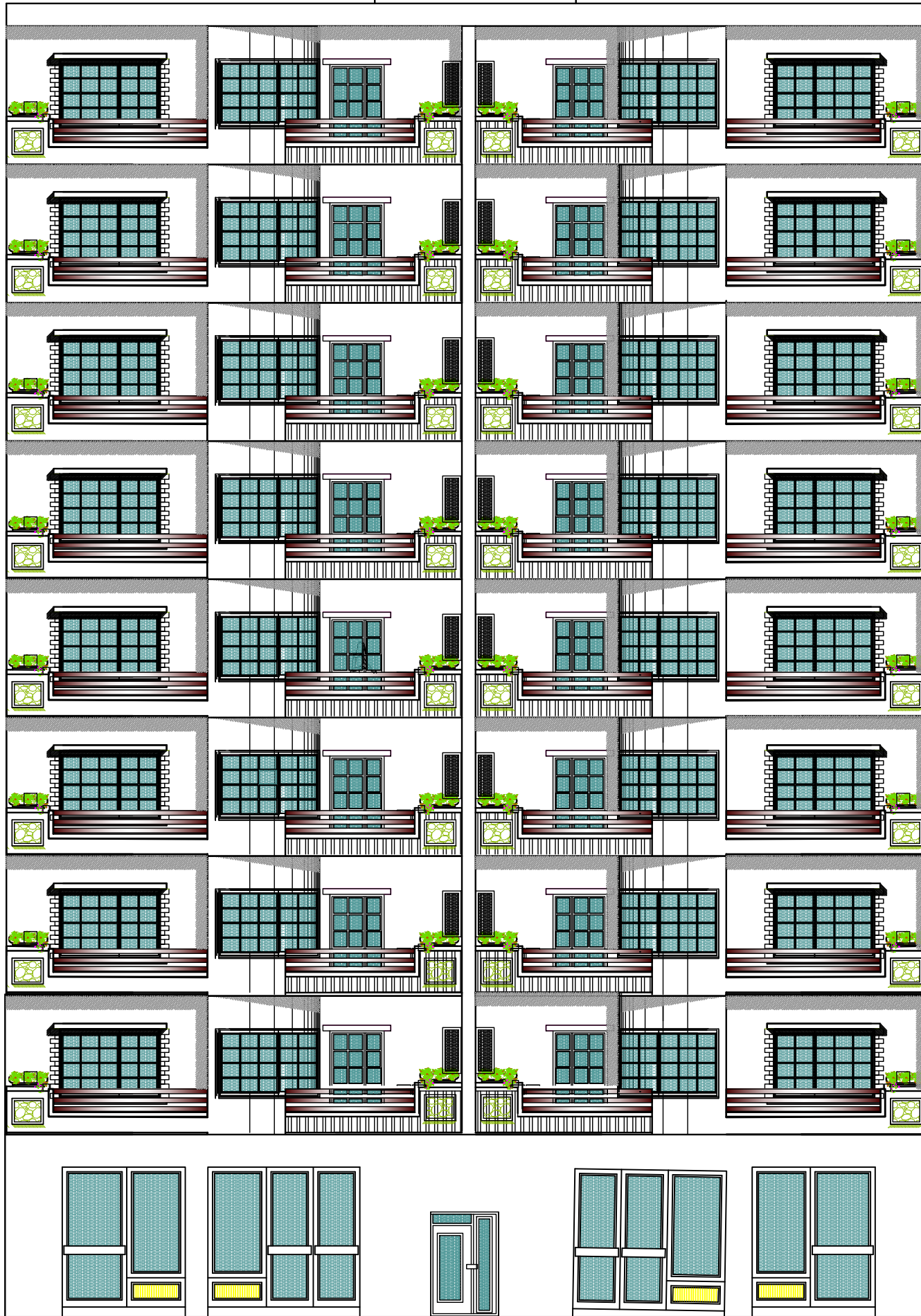
ECHELLE:
 1/50

ARCH:
 05/06

DIRIGÉ PAR:
 MR BOUHERAOUA

PLANS:
 COUPEA-A

DATE: 2017/2018



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 BOUSSAKOU KATIA
 BOUDA YACINE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRVENTÉE PAR VOILES EN
 BETON ARMÉ

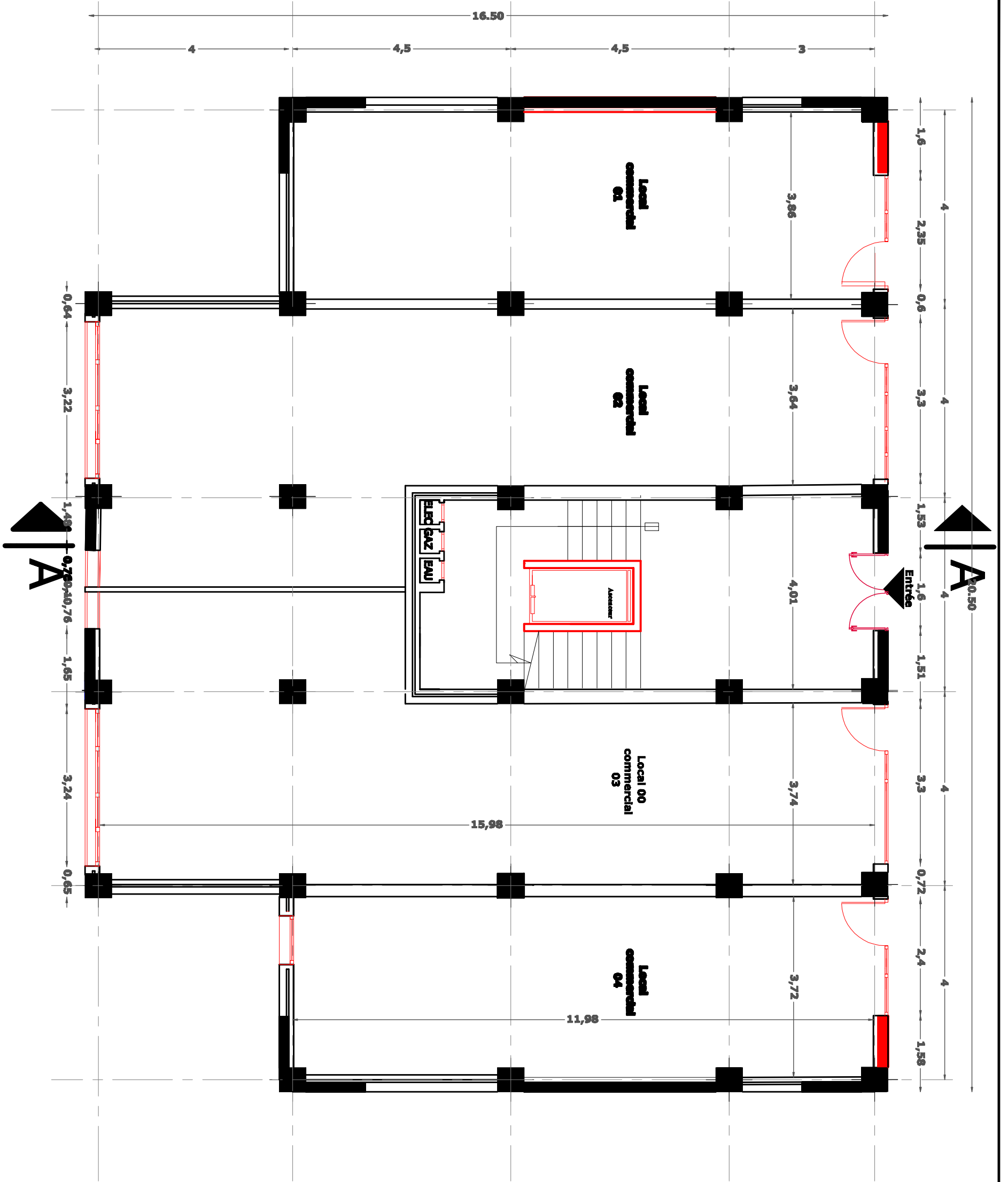
ECHELLE: 1/50
 ARCH: 06/06

DIRIGÉ PAR:
 MR BOUHERAOUA

PLANS:
 COUPEA-A

DATE: 2017/2018

PLAN DE RDC



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 BOUSSAKOU KATTIA
 BOUDA YACINE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRVENTÉE PAR VOILES EN
 BETON ARMÉ

ECHELLE:
 1/50

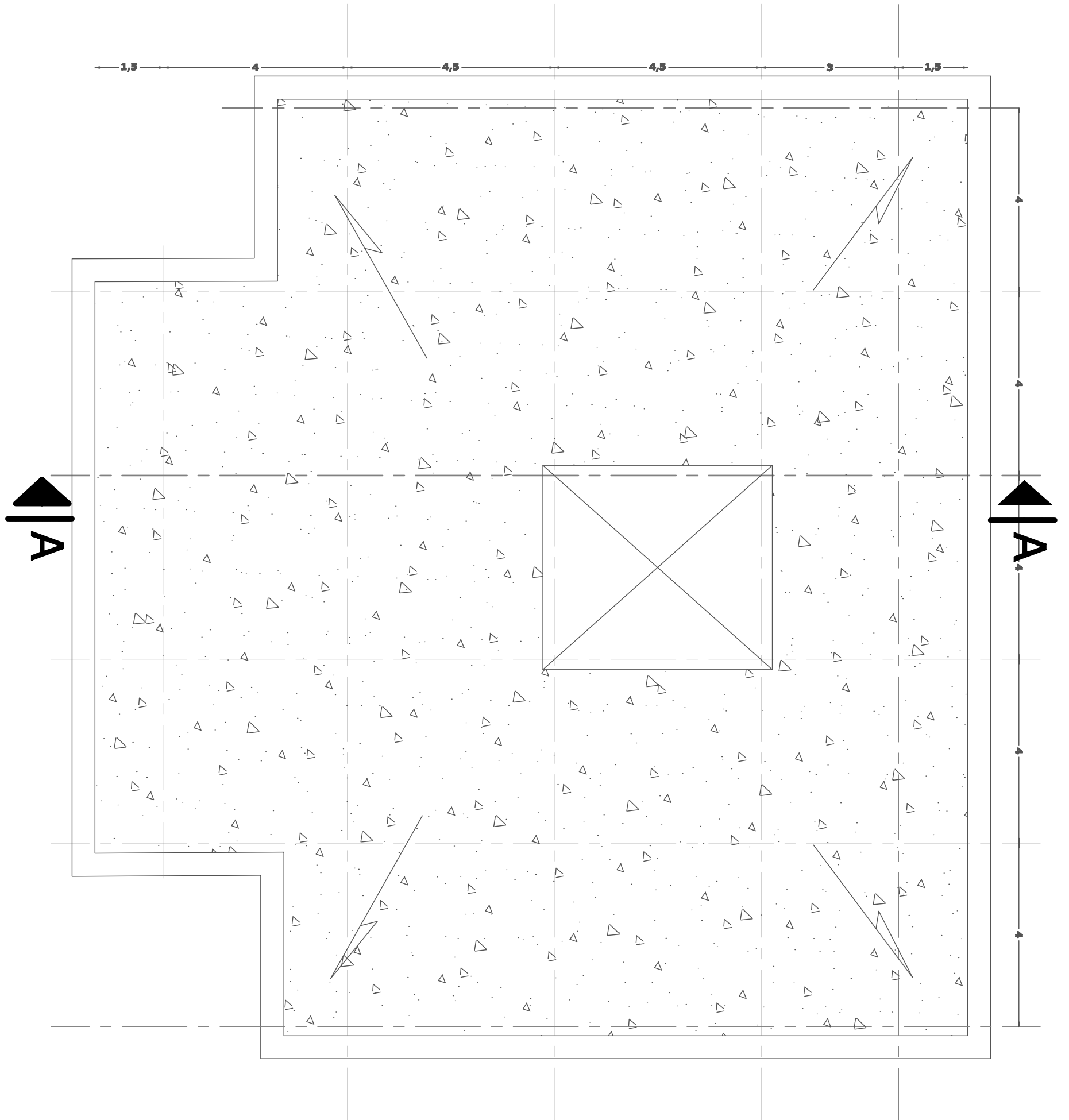
ARCH:
 02/06

DIRIGÉ PAR:
 MR BOUHERAOUA

PLANS:
 PLAN DE RDC

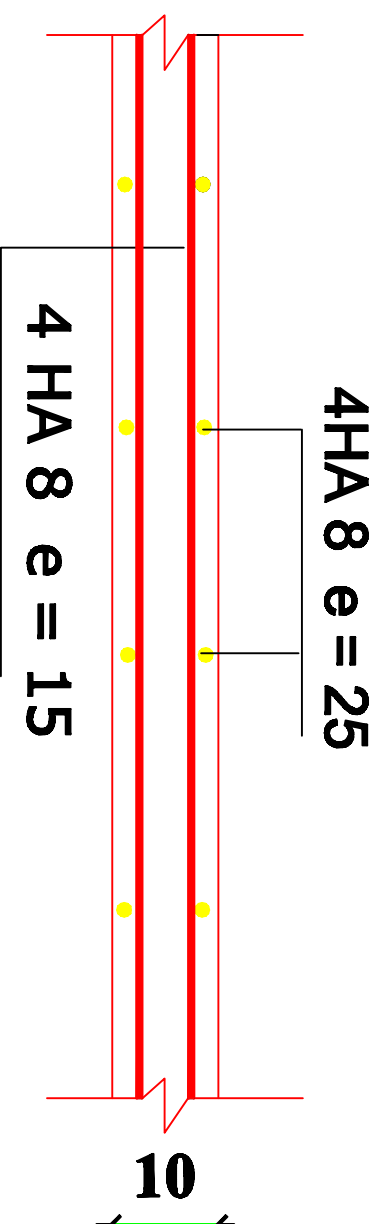
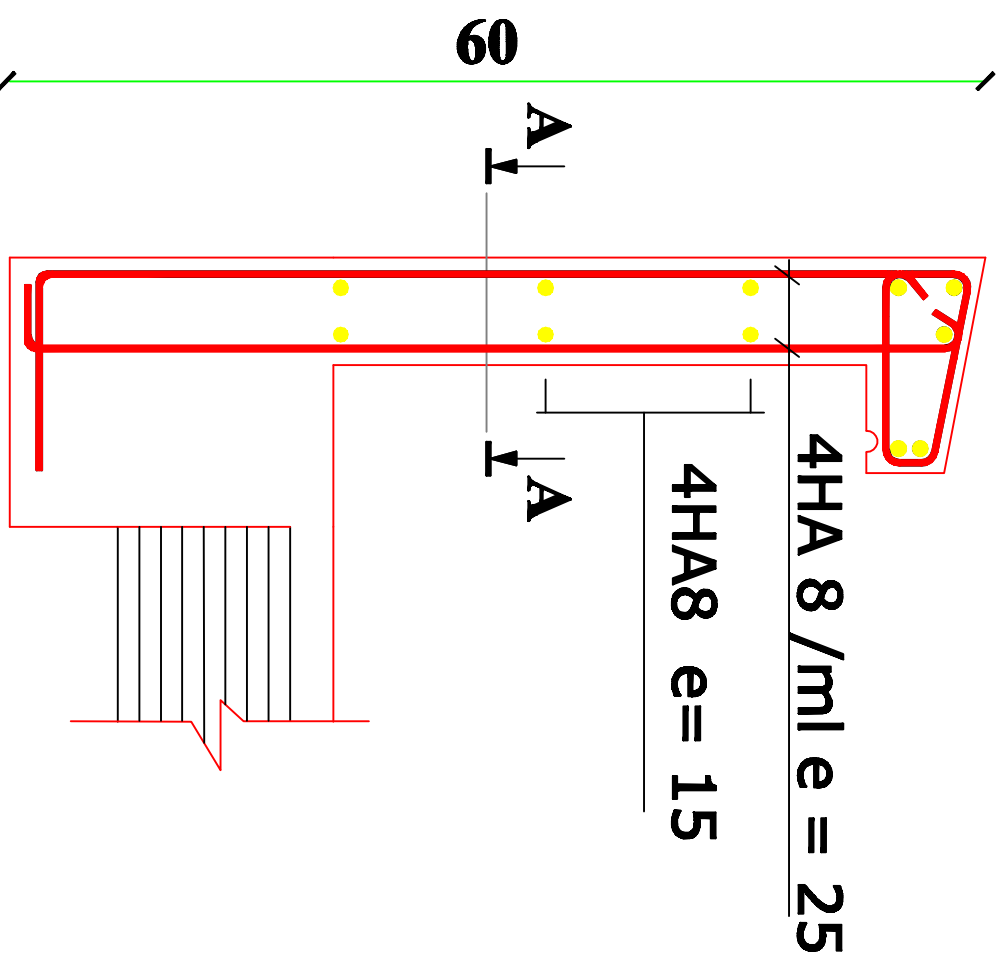
DATE: 2017/2018

PLAN DE TOITURE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDIÉ PAR: BOUSSAKOU KATIA BOUDA YACINE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50	ARCH: 04/06
DIRIGÉ PAR: MR BOUHERAOUA	PLANS: PLAN DE TOITURE	DATE: 2017/2018	

COFFRAGE ET FERRAILLAGE Acrotère

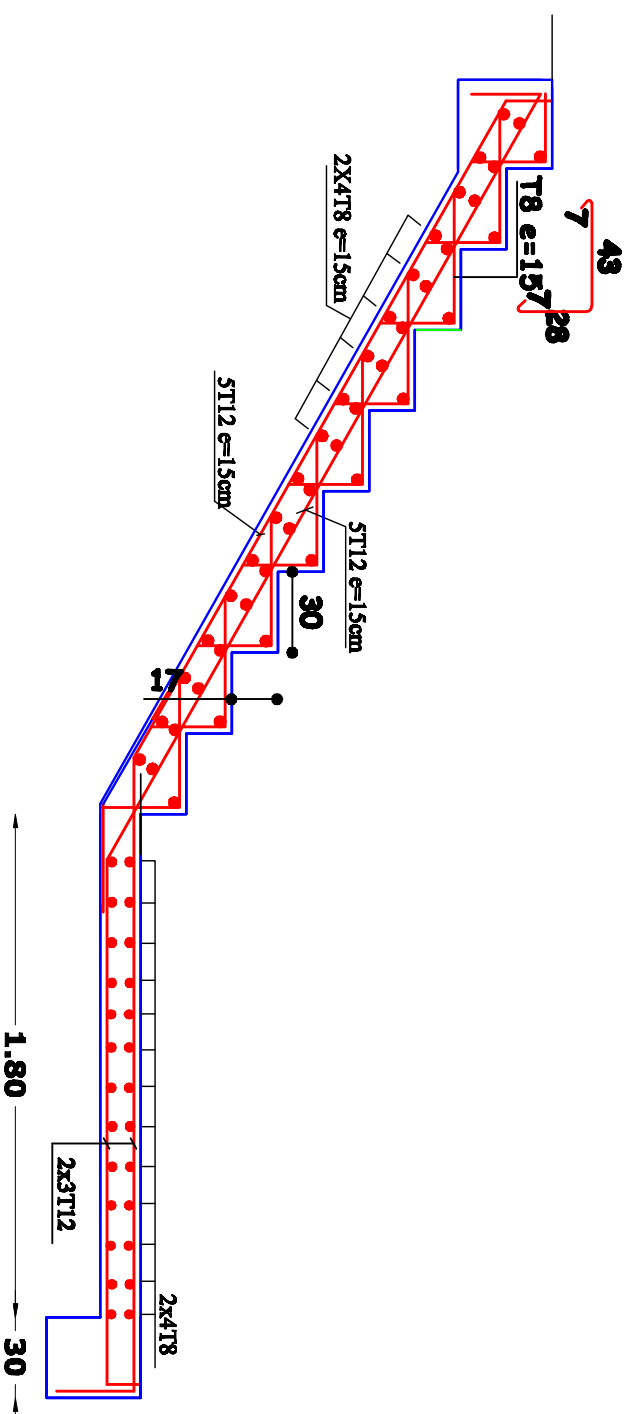


Coupe A-A

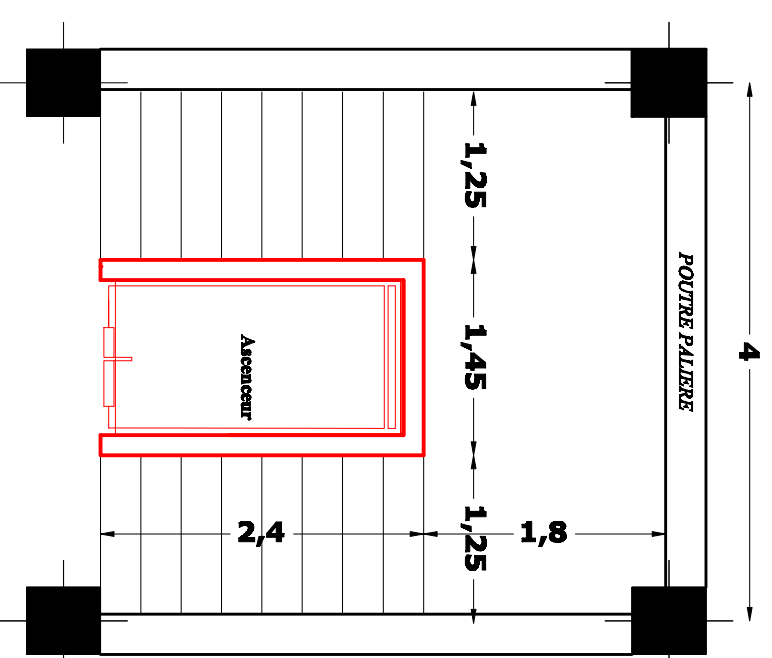
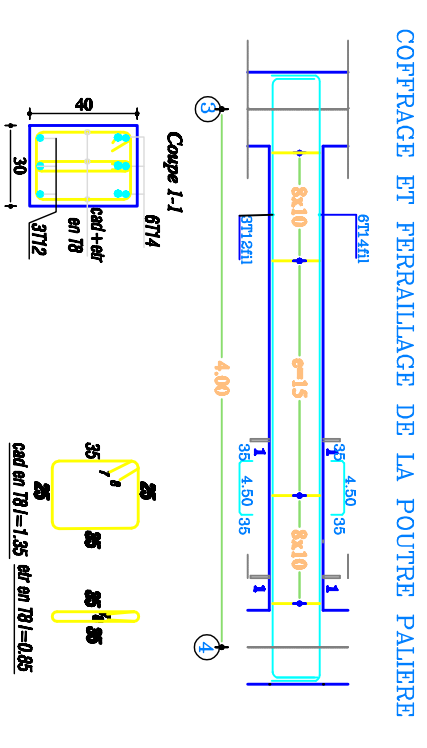
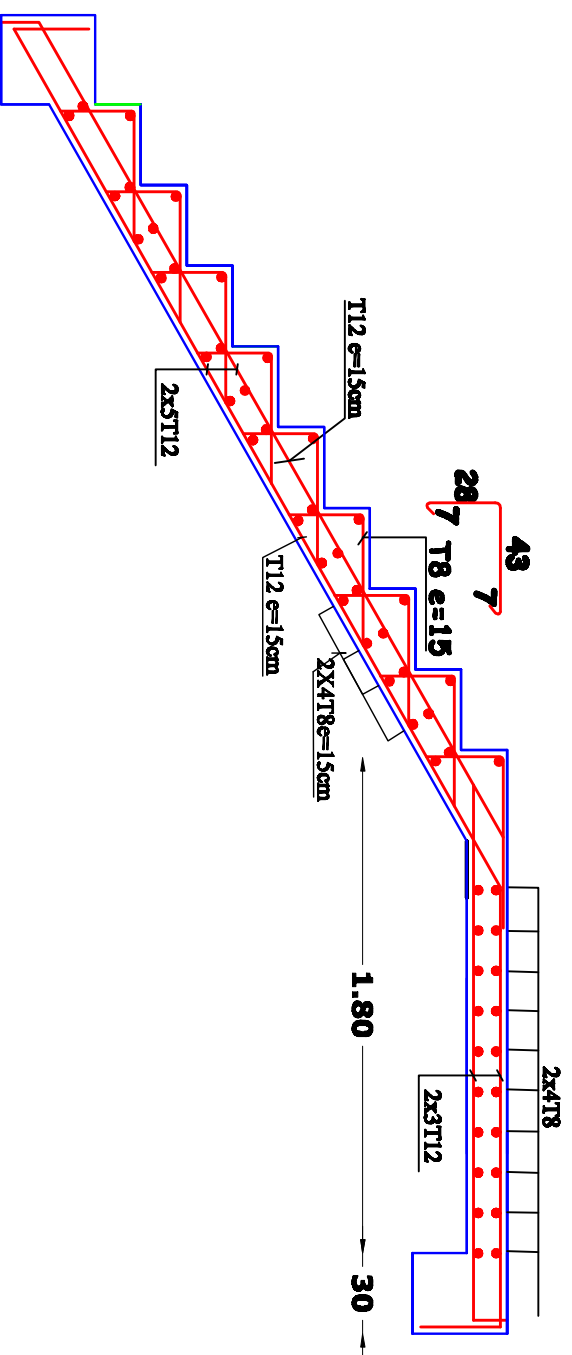
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: BOUSSAKOU KATIA BOUDA YACINE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRAINTE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR BOUHERAOUA	PLANS: COFFRAGE ET FERRAILLAGE ACROTÈRE	6-C: 09/09
		DATE: 2017/2018

FERRAILLAGE ESCALIER RDC ET ETAGE COURANT

VOLÉE 2

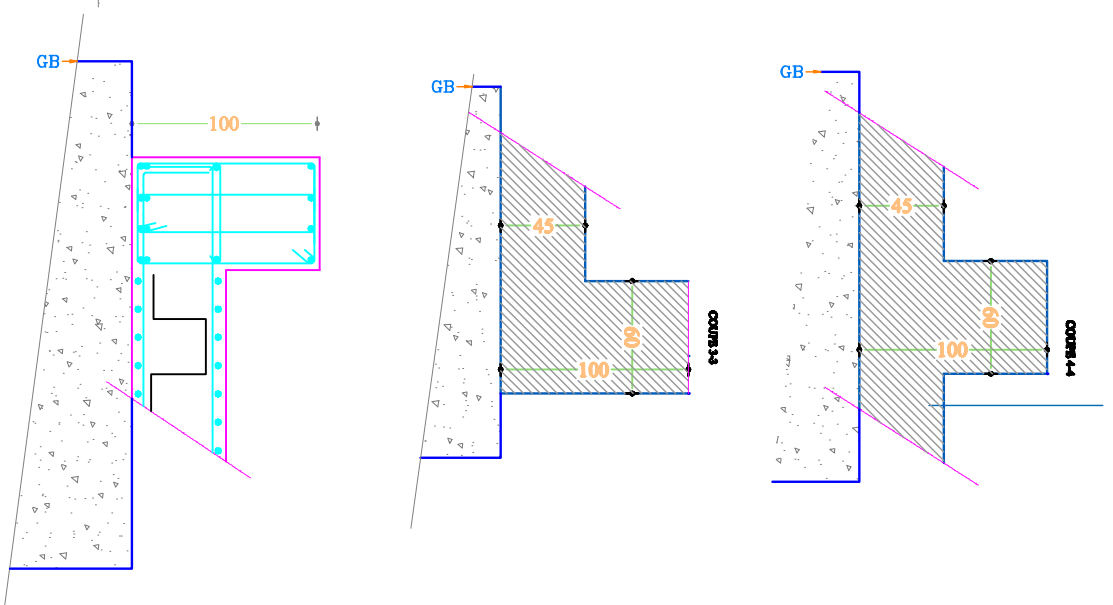
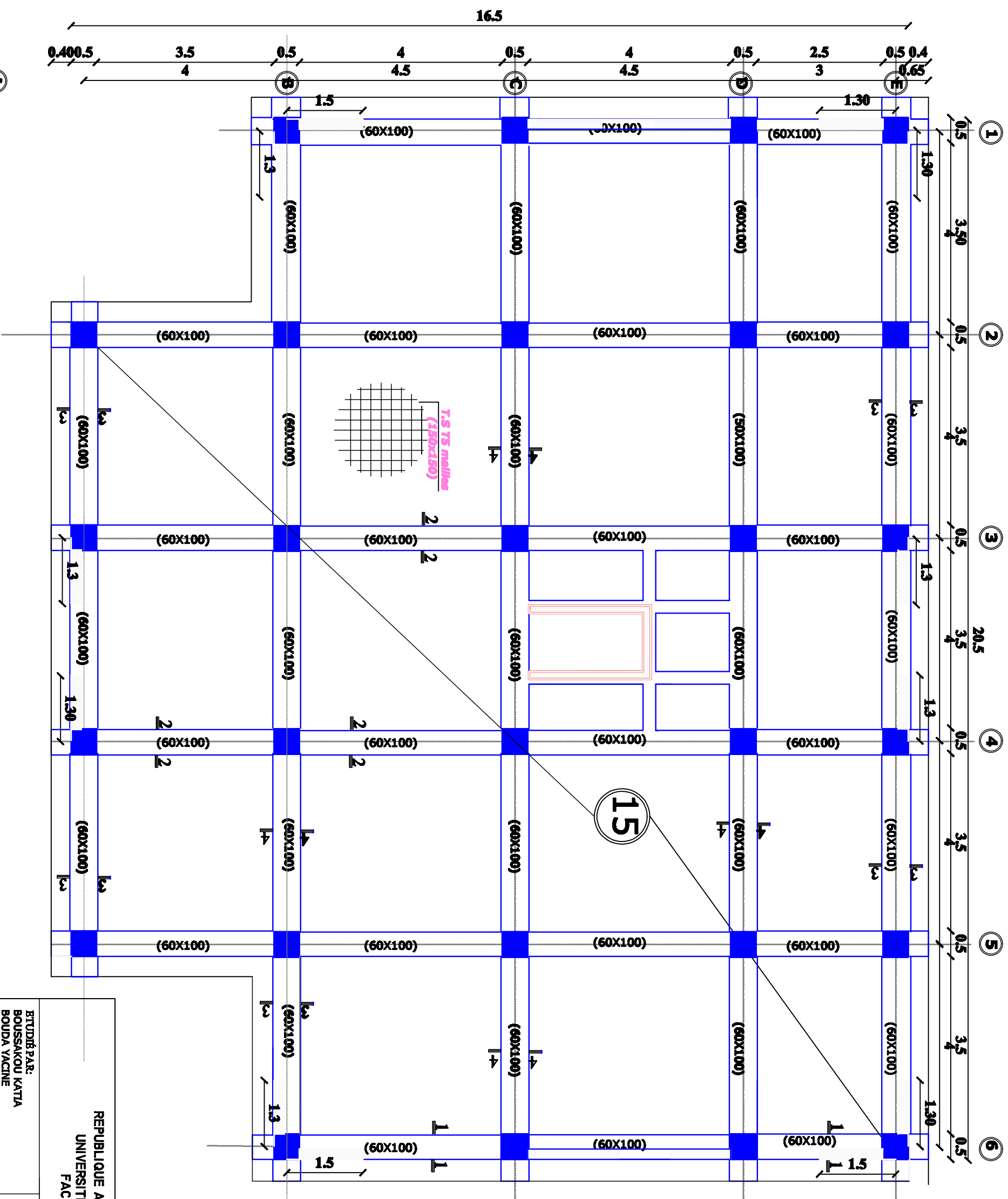


VOLÉE 1

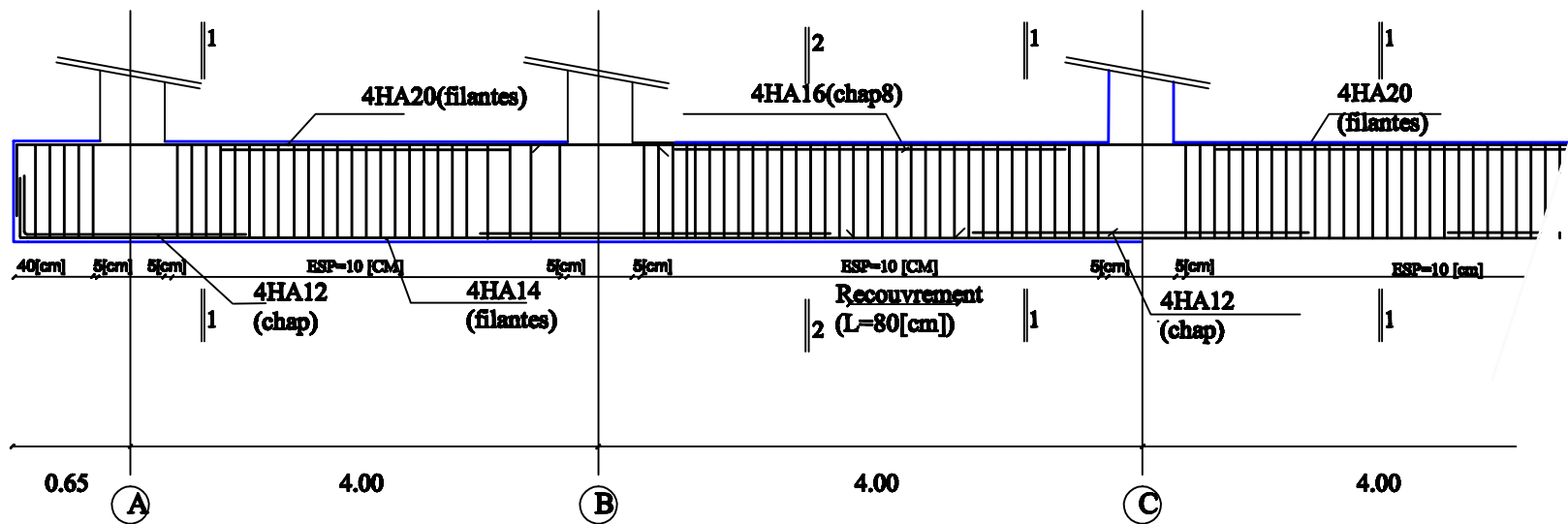


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: BOUSSAKOU KATIA BOUDA YACINE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRAINTE PAR VOLLES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR BOUHERAOUA	PLANS: FERRAILLAGE DES ESCALIER	DATE: 2017/2018

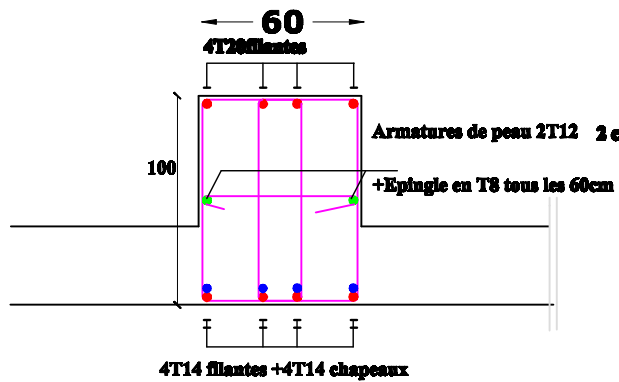
COFFRAGE FONDATIONS NIV: +0.00 Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		ETUDIE PAR: BOUSSAKOU KATIA BOUDA YACINE		PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRAINTE PAR VOILES EN BETON ARME		ECHELLE: 1/50		G-C: 09/10	
DIRIGE PAR: MR BOUHERAOUA		PLANS: COFFRAGE FONDATIONS		DATE: 2017/2018					

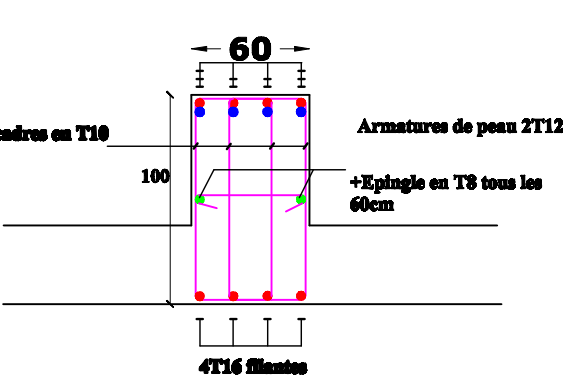


Coupe 2-2

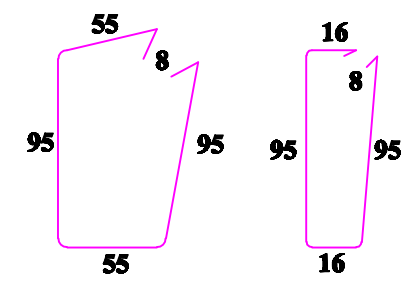


Coupe 1-1

4T20 filantes + 4T16 chapeaux



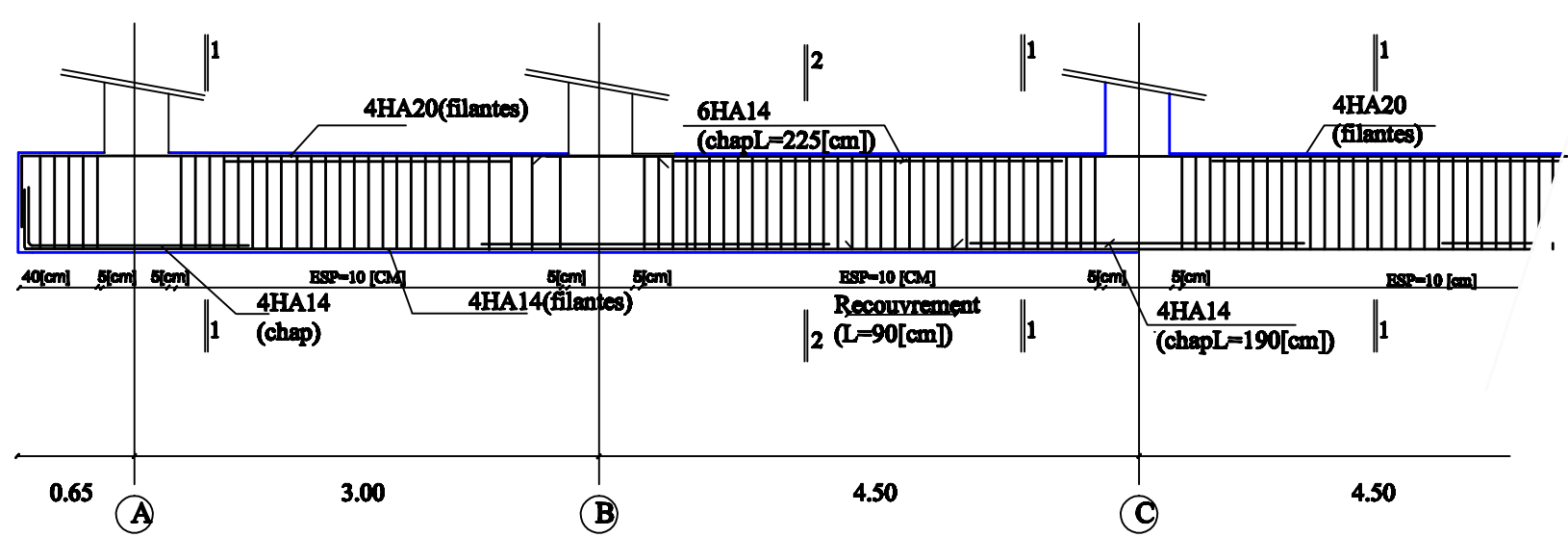
Cadres



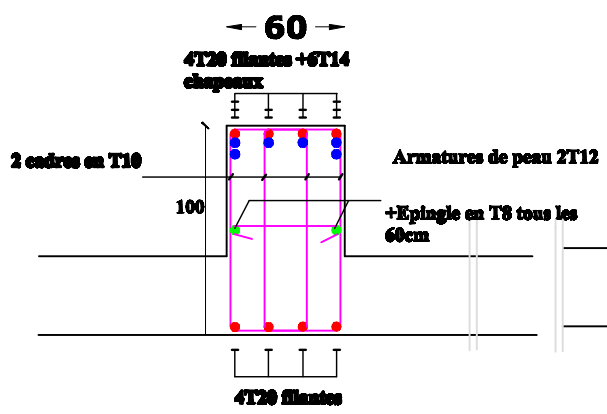
Epingles



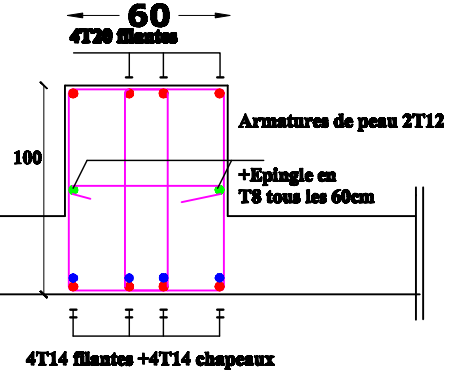
Sens Transversal



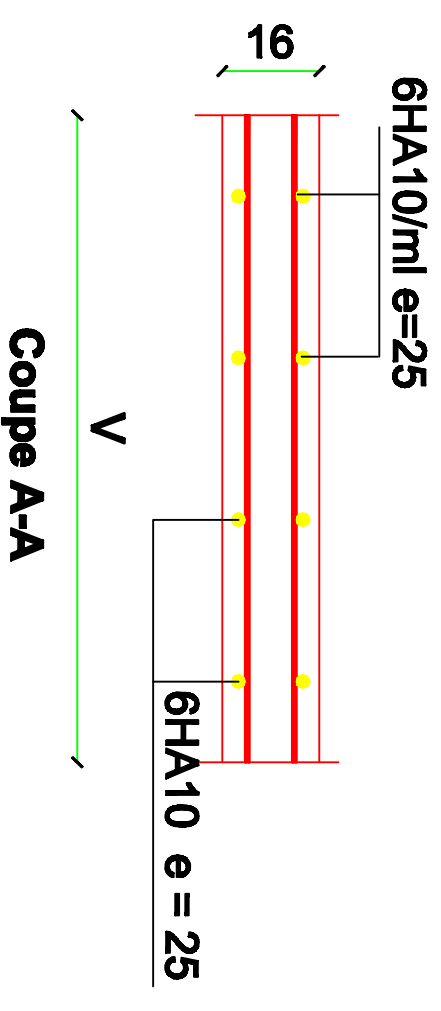
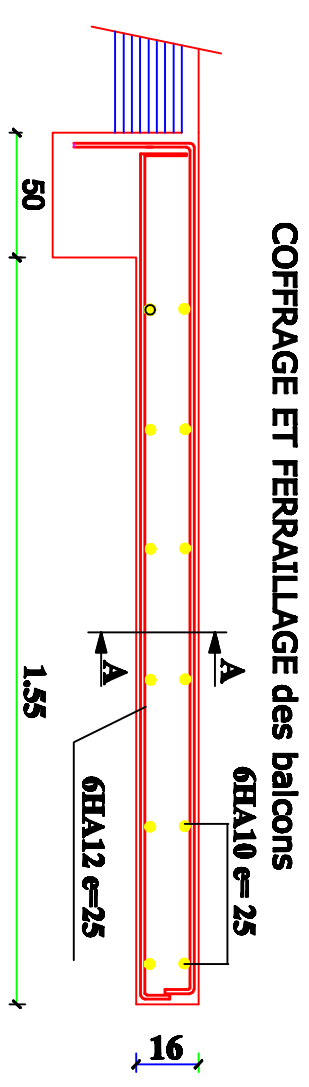
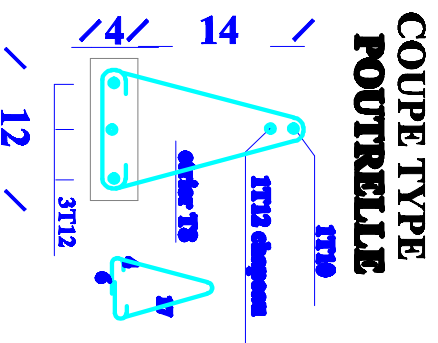
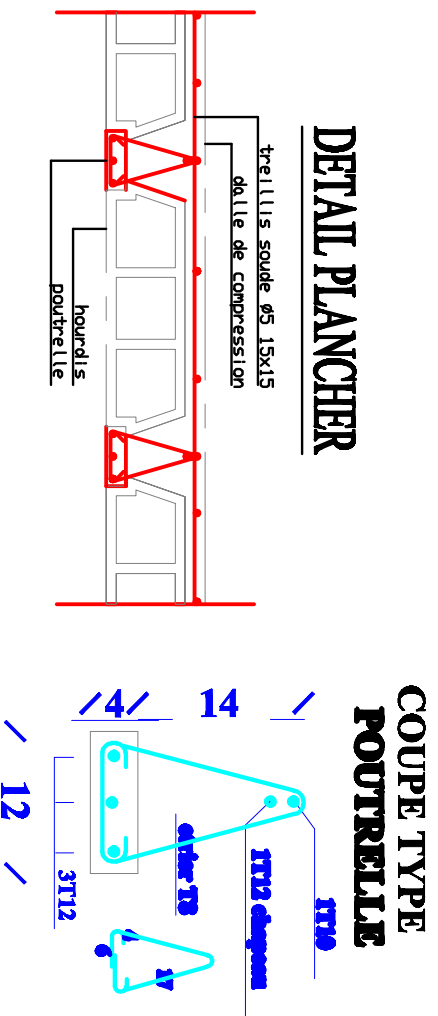
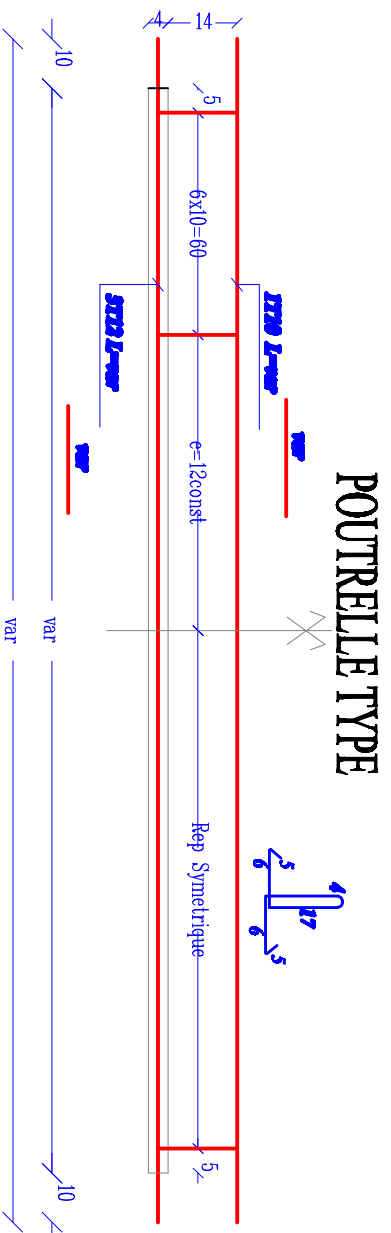
Coupe 1-1



Coupe 2-2

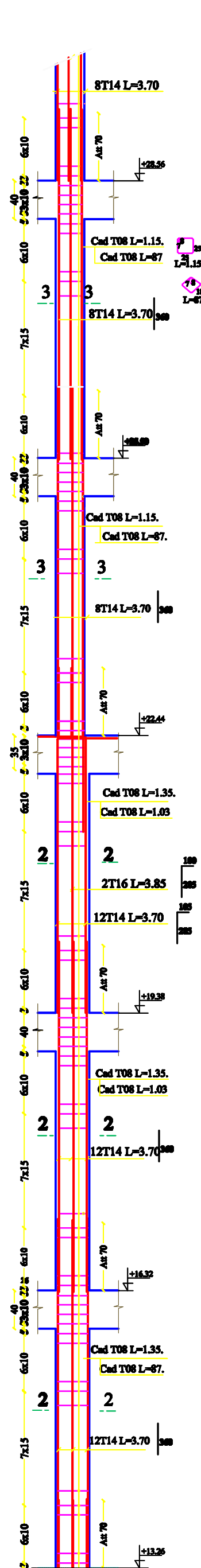


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDIÉ PAR: BOUSSAKOU KATIA BOUDA YACINE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRVENTÉE PAR VOILES EN BETON ARMÉ	ECHELLE: 1/50	G-C: 09/10
DIRIGÉ PAR: MR BOUHERAOUA	PLANS: FERRAILLAGE DES NERVURES	DATE: 2017/2018	

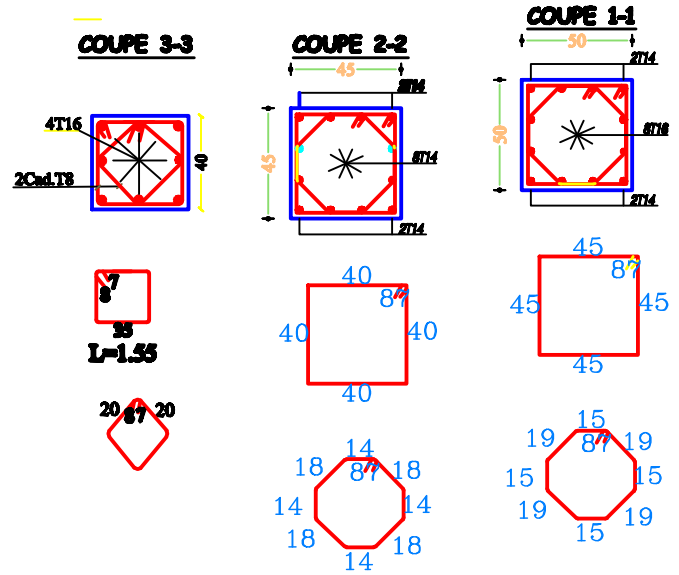
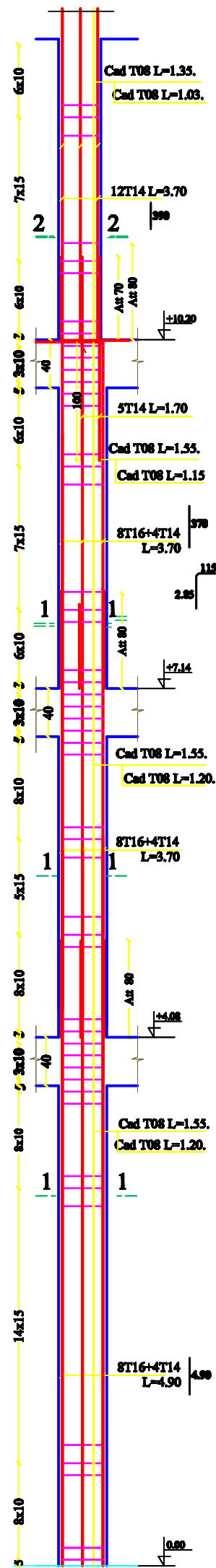


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: BOUSSAKOU KATTA BOUDA YACINE	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+6) A OSSATURE MIXTE CONTRIVENTEE PAR VOILES EN BETON ARMÉ
DIRIGE PAR: MR BOUHERAOUA	PLANS: COFFRAGE PLANCHER ET COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES BALCONS
ECHELLE: 1/50	G-C: 06/09
DATE: 2017/2018	

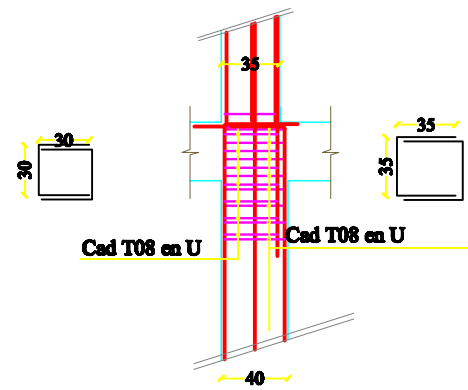
POTEAUX (45x45)(40x40)



POTEAUX (50x50) (45x45)



DETAIL



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 BOUSSAKOU KATIA
 BOUDA YACINE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRVENTÉE PAR VOILES EN
 BETON ARMÉ

ECHELLE:
 1/50
 G-C:
 04/09

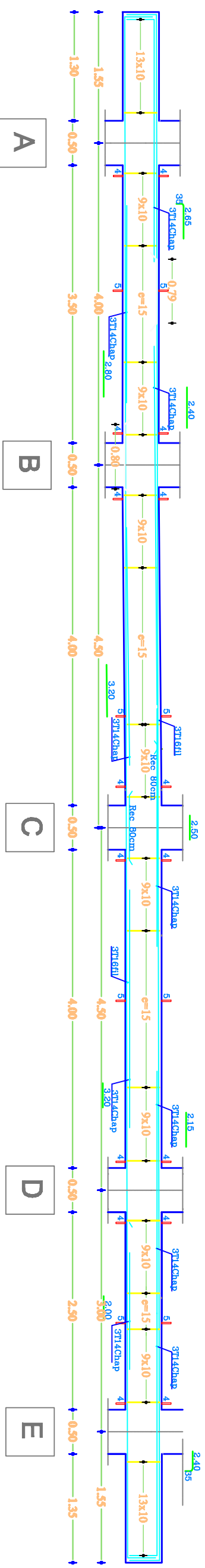
DIRIGÉ PAR:
 MR BOUHERAOUA

PLANS:
 FERRAILLAGE DES POTEAUX

DATE: 2017/2018

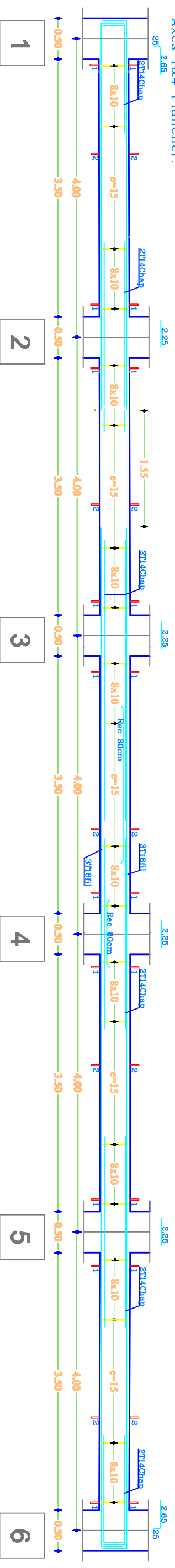
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x45)

Files C&B Plancher :

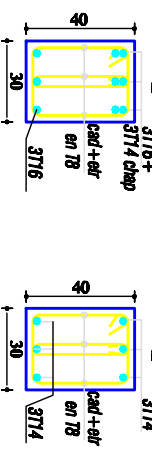


COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x40)

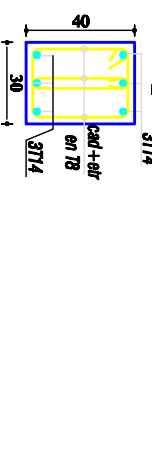
Axes 1&4 Plancher:



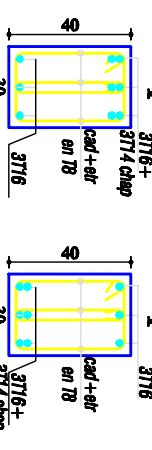
Coupe 1'-1'



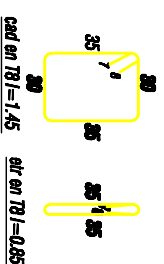
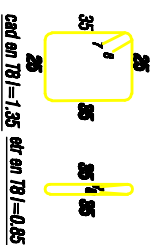
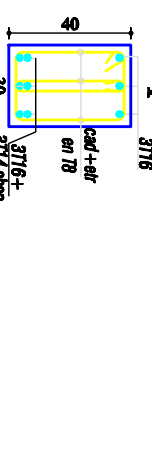
Coupe 2'-2'



Coupe 4-4



Coupe 5-5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
BOUSSAKOU KATIA
BOUDA YACINE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRAINTE PAR VOILES EN
BETON ARMÉ

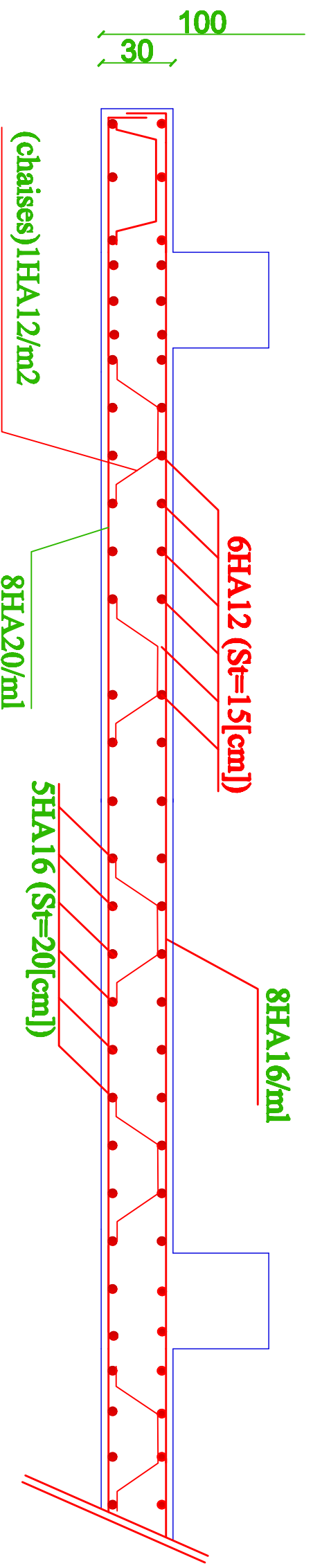
DIRIGÉ PAR:
MR BOUHERAOUA

PLANS:
FERRAILLAGE DES POUTRES

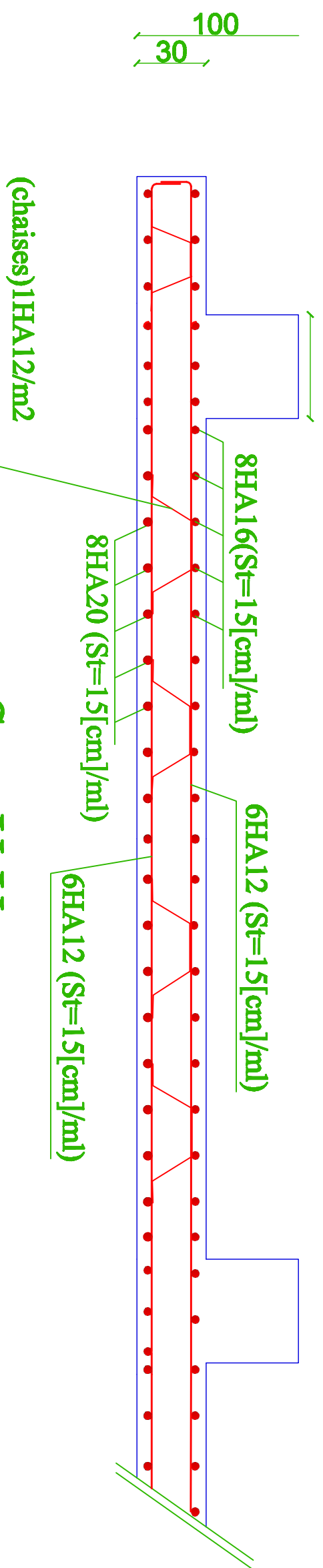
ECHELLE:
1/50

6-C-
07/09

DATE: 2017/2018



Sens X-X



Sens Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
BOUSSAKOU KATIA
BOUDA YACINE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRAINTE PAR VOILES EN
BETON ARMÉ

ECHELLE:
1/50

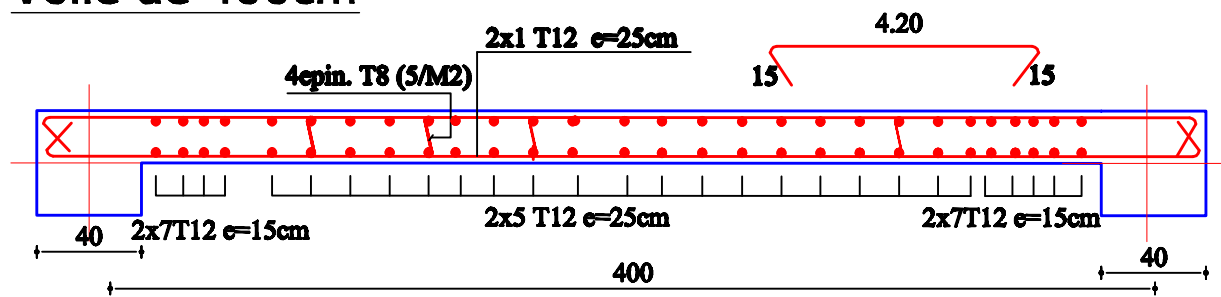
9-C:
02/09

DIRIGÉ PAR:
MR BOUHERAOUA

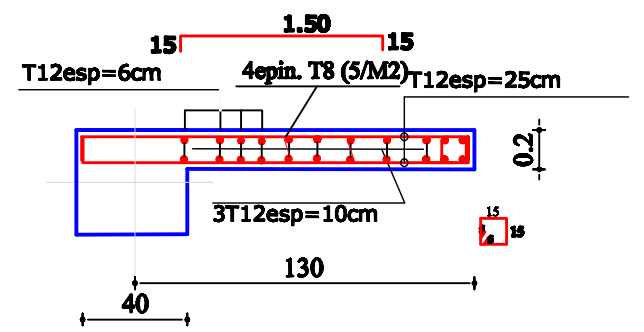
PLANS:
FERAILLAGE RADIER

DATE: 2017/2018

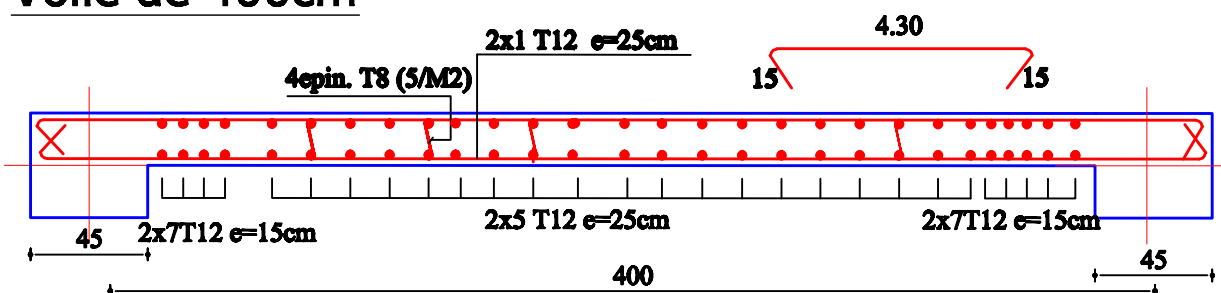
ZONE II
Voile de 400cm



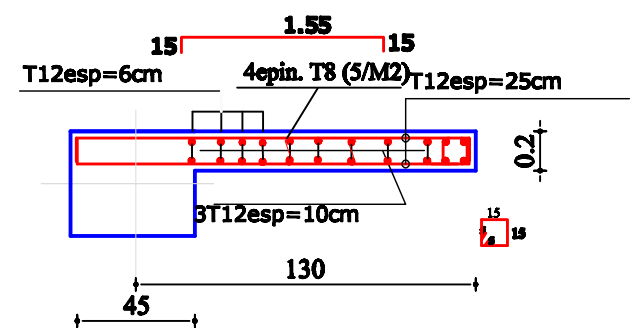
ZONE III
Voile de 130cm



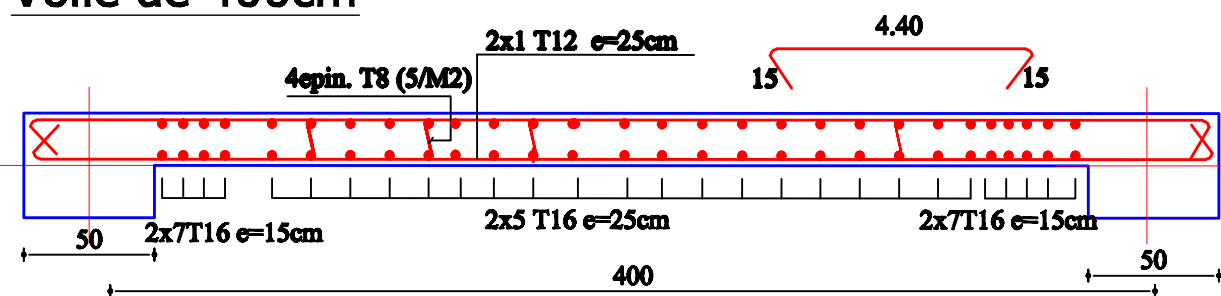
ZONE II
Voile de 400cm



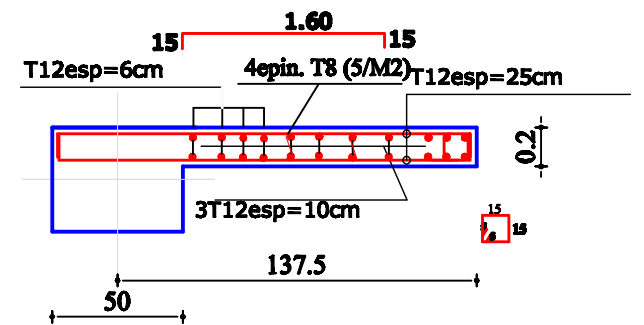
ZONE II
Voile de 130cm



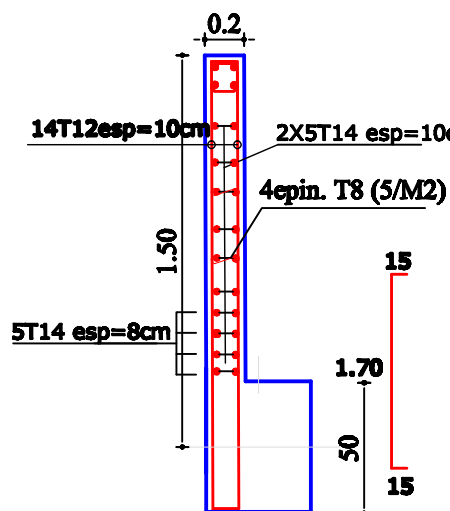
ZONE I
Voile de 400cm



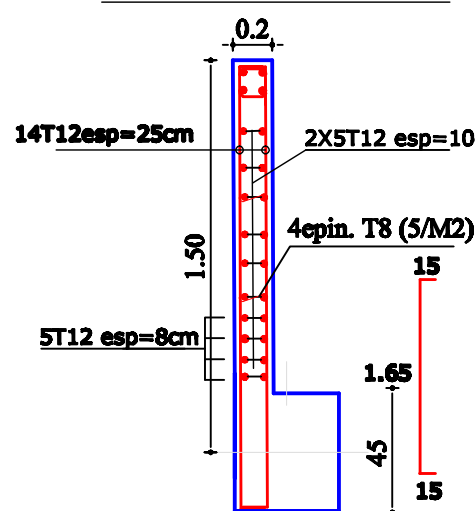
ZONE I
Voile de 130cm



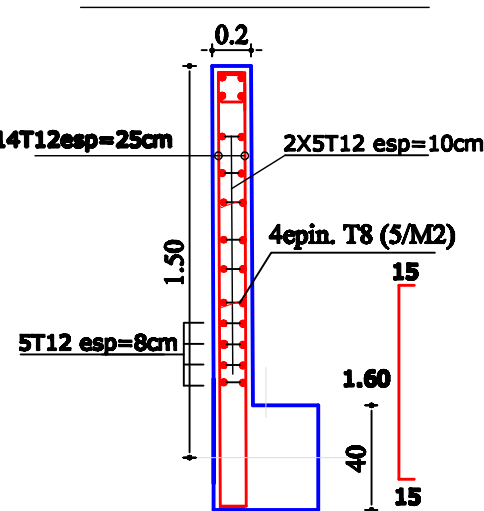
ZONE I
Voile de 150cm



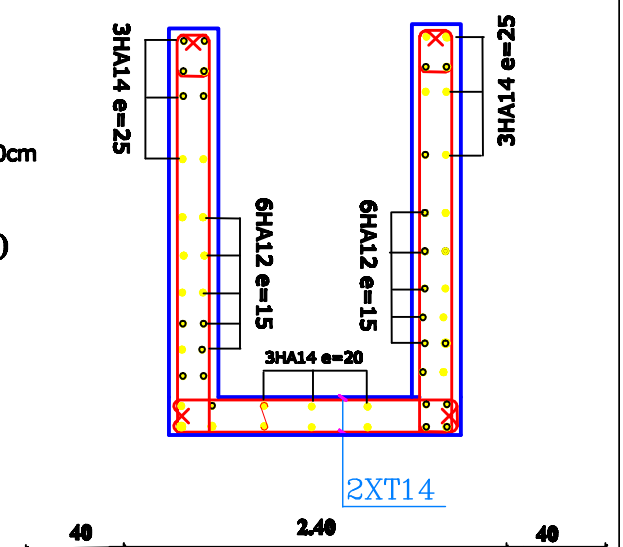
ZONE II
Voile de 150cm



ZONE III
Voile de 150cm



Voile Ascenseur



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
BOUSSAKOU KATIA
BOUDA YACINE

PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+8) A OSSATURE MIXTE CONTRVENTÉE PAR VOILES EN
BETON ARMÉ

ECHELLE:
1/50
6-C:
05/10

DIRIGÉ PAR:
MR BOUHERAOUA

PLANS:
FERAILLAGE DES VOILES

DATE: 2017/2018

plot.log

H:\KATIA bouss.dwg,acrotère,08/07/2018 12:53:13,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01521,
H:\KATIA bouss.dwg,plancher dalle,08/07/2018 12:53:28,sg,DWG To PDF.pc3,ISO
expand A3 (297.00 x 420.00 mm),1:1.00252,
H:\KATIA bouss.dwg,fondation,08/07/2018 12:53:43,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01521,
H:\KATIA bouss.dwg,nervure,08/07/2018 12:54:04,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01158,
H:\KATIA bouss.dwg,radier,08/07/2018 12:54:22,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01521,
H:\KATIA bouss.dwg,voil,08/07/2018 12:54:39,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01158,
H:\KATIA bouss.dwg,poutreau,08/07/2018 12:54:55,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01158,
H:\KATIA bouss.dwg,poutres,08/07/2018 12:55:12,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01521,
H:\KATIA bobo.dwg,fondation,08/07/2018 12:56:04,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.02776,
H:\KATIA bobo.dwg,rdc,08/07/2018 12:56:18,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.02776,
H:\KATIA bobo.dwg,toiture,08/07/2018 12:56:32,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01521,
H:\KATIA bobo.dwg,coupe+ facade,08/07/2018 12:56:46,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand
A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.711725,
H:\KATIA bobo.dwg,coupe+ facade,08/07/2018 12:57:03,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand
A3 (297.00 x 420.00 mm),1:0.728476,
H:\KATIA bobo.dwg,fondation,08/07/2018 12:57:25,sg,DWG To PDF.pc3,ISO expand A3
(297.00 x 420.00 mm),1:1.01521,