

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

*Envue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil Option
n Constructions civiles et industrielles*

THEME

Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial à contreventement mixte avec l'application du logiciel ETABS.



Réalisé par:
M^r. HADJI Housseem Eddine

Dirigé par:
M^{me}. YAHIAOULS

Mr. TINKICHT Toufik

Promotion : 2021/2022.

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nous tenons à exprimer notre sincère gratitude pour notre promotrice Mme. YAHAOUI.S de nous avoir encadré, et aussi pour Mr. BENYAHY, Mr. MEGHELAT et Mr. IDDIR pour toutes aide ou information transmise durant l'étude de ce projet.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres des jurys qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également à nos enseignants au corps administratif et les enseignants du département génie civil.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A ma chère mère décédée qui m'a toujours poussée et motivée dans mes études, ce travail est le fruit de son éducation que dieux l'accueille de son vaste Paradies.

*A mon père Rabah, ma belle-mère et mes deux frères Fawzi et **Badr Eddine** qui Qui ont su être à mes côtés dans les moments difficile sans lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré,*

fasse dieu que je puisse les honorés.

A ma femme et sa petite famille qui me soutient depuis tout le temps

*A mes amies **RAHAL Abdelhak, GHENDOUI Khalid, BOUKHALFA Redha MAACHAMohamed et TIMHEDJELET Lotfi** et toutes personnes qui ont attribué de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire comme **Nazim GNDZ, KHOUDI Abdou, Aziz ZMRL, Ghiles BG et Yacine BRT.***

*A mon binôme **TINKICHT Toufik** qui m'a soutenue durant mon cursus universitaire.*

A tous mes collègues de la promotion 2021/2022.

HADJI. Housseem Eddine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

*A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,
ma chère mère et mon cher père qui ont été toujours*

à mes côtés et m'ont soutenu toute ma vie.

*A ma très cher sœur : **Lynda**.*

*.A mes très chers frères : **Walid et Salim** et son épouse **Thanina**.*

Et à toute ma grande famille et mes proches.

*A mon binôme **HADJI Housseem –Eddine**.*

A tous mes chers amis (es).

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste mémoire.

TINKICHT Toufik

Introduction générale

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Dans notre pays les catastrophes naturelles, le séisme en particulier, et l'expérience nous ont incités au développement des règles de construction appropriées à notre pays, et à être plus rigoureux par rapport à leur application et leur respect. Dans ce cadre les autorités concernées ont établies le RPA99

(Règlement Parasismique Algérie) modifié en 2003 au quel on se réfère et on suit ses préconisations dans toute étude de construction en Algérie.

Toute étude de construction se fait en deux parties: la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première « Étude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, ... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Étude de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel l'ouvrage est implanté.

Notre projet fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (R+9) contreventé par voiles porteurs, à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

Pour ce faire, on a préféré d'utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure au dépend de de la méthode manuelle qui est lente.

C'est dans cette voie-là que nous avons essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commencerons dans notre premier chapitre par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Ensuite on s'intéresse dans le second chapitre aux pré-dimensionnement des éléments de notre projet.

Et dans le troisième chapitre nous procédons aux calculs de quelques éléments spécifiques (plancher, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

le quatrième chapitre on le consacre pour le calcul de tous les éléments et la chercher du ferrailage idéal, ensuite on procède au calcul des fondations et leurs ferrailages dans le dernier chapitre.

Sommaire

I. Chapitre I : Présentation du projet	10
I.1 Introduction :	11
I.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment :	11
I.3 Eléments de l'ouvrage :	12
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	13
II. Chapitre II : Pré dimensionnement	19
II.1 Introduction :	20
II.2 Pré dimensionnement des éléments :	20
III. Chapitre. Calcul des éléments secondaires	36
III.1 Introduction	37
III.2 L'acrotère :	37
III.3 Plancher.....	46
III.4 Balcon :	83
III.5 Escaliers :	91
III.6 Calcul de la poutre palière	113
III.7 L'ASCENSSEUR.....	125
IV. Chapitre IV Modélisation	138
IV.1 Introduction:.....	139
IV.2 Objectif de l'étude dynamique.....	139
IV.3 Description du logiciel ETABS:.....	140
IV.4 Manuel d'utilisation de L'ETABS.....	141
V. Vérification des conditions du R.P.A.....	178

V.1	Introduction.....	179
V.2	Choix de la methode de calcul	179
V.3	Vérification de la période empirique T	180
V.4	Excentricité ET Excentricité accidentelle.....	184
V.5	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	186
V.6	Justification du système de contreventement	187
V.7	Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6).....	195
V.8	Vérification des déplacements relatifs	199
V.9	Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	201
V.10	Spécification pour les poteaux :	204
VI. Ferrailage des Eléments		208
VI.1	Ferrailagedespoteaux :	209
VI.2	Ferrailage des poutres :	222
VI.3	FERRAILLAGE DES VOILES	234
VI.4	Etude du mur plaque	261
VII. Etude de l'infrastructure		270
VII.1	Introduction.....	271
VII.2	Choix du type de fondation.....	271
VII.3	Pré dimensionnement des fondations	272
VII.4	Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles	272
VII.5	Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux	273
VII.6	Calcul :.....	275
VII.7	Etude de radier	276
VII.8	Pré dimensionnement du radier	276
VII.9	Ferrailage du radier	281

VII.10	Ferraillage de la dalle	282
VII.11	Ferraillage de débord	287
VII.12	Ferraillage de nervure.....	289

I. Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, c'est à dire le type de structure, les éléments structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (R+9 avec un commerce intègres). Il sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ V érsion2003) (zone IIa).

Le bâtiment est composé de :

- RDC a usage commercialcontiens 5locaux.
- 1^{er} étage (courant) a usage commercial contiens 10 bureaux.
- 2^{ème} au 9^{ème} a usage d'habitation (il contient 3 logements de type F4).
- Une terrasse inaccessible.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Dimensions en élévation :

Hauteur du RDC -----4.42m

Hauteur étage courant ----- 3.06m

Hauteur totale ----- 31.96m

- Dimensions en plan :

Longueur en plan ----- 25.2m

Largeur en plan ----- 17.60m

I.4 Eléments de l'ouvrage :

•Ossature de la structure :

La stabilité de la structure est assurée par un système Structural mixte en béton armé (Voiles et portiques).

•Plancher :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations.

•Escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent le passage des personnes de différents niveaux du bâtiment.

•Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons intérieures sont réalisées en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

•Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

-Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.

-Du mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.

-De l'enduite plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

• Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

•Acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure. Il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il a pour but d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse.

• La cage d'ascenseur:

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

• Fondations:

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol. Elle transmet les charges et les surcharges de la structure au sol et elle assure sa stabilité sans tassement ni glissement. Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

•Balcon :

Le bâtiment comporte deux types de balcons :

- En dalle pleine sont réalisées en béton armé coulé sur place
- En corps creux.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton :

Le béton est un mélange des granulats (Graviers + Sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage, dosés de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux utilisés permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

I.5.1.1 Résistances mécaniques du béton :

I.5.1.1.1 La résistance en compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

(BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)

$$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83} \cdot f_{c28}$$

$$f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95} \cdot f_{c28}$$

- pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

- pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25$ MPa.

I.5.1.1.2 La résistance en traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation: (ART A.2.1.12, BAEL 91 modifiée 2003)

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

Donc pour $f_{c28} = 25$ Mpa, $f_{i28} = 2,1$ MPa.

I.5.1.1.3 Module d'élasticité longitudinal :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux Types de modules :

- Module d'élasticité instantané :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$Ei = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ (BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 21)}$$

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton

$$Ev = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa. (BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 22)}$$

I.5.1.1.4 Coefficient de poisson:

Ce coefficient est le rapport des déformations transversales et des déformations

Longitudinales noté " ν " :

À L'ELU : $\nu = 0 \rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

À L'ELS : $\nu = 0,2 \rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré)

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

I.5.1.2 Les Contrainte Limites: (B.A.E.L 91 modifiée 2003)

I.5.1.2.1 Etats limites ultimes (E.L.U) :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par : $\frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

(BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.3.41)

γ_b :coefficient de sécurité pour le béton tel que

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ **situation courante.**

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ **situation accidentelle.**

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application est $>24H$,

$\theta = 0.9$: Si la durée d'application est entre 1H et 24H,

$\theta = 0.85$: Si la durée d'application est $< 1H$,

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2 MPa$.

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48 MPa$.

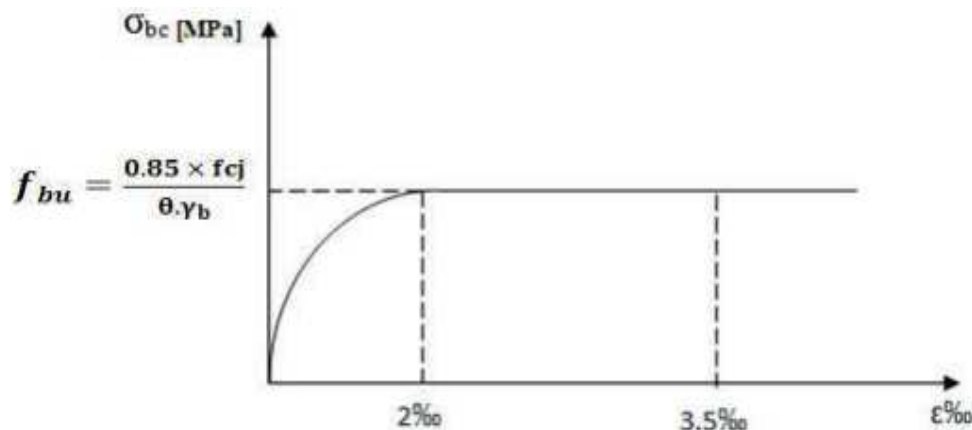


Figure I.1.Diagramme des contraintes des contraintes de déformation à l'ELU .

I.5.1.2.2 Etats limites de services (E.L.S) : (BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.5.2)

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ Si } f_{tj} < 60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} [\text{MPa}] \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{ELS}).$$

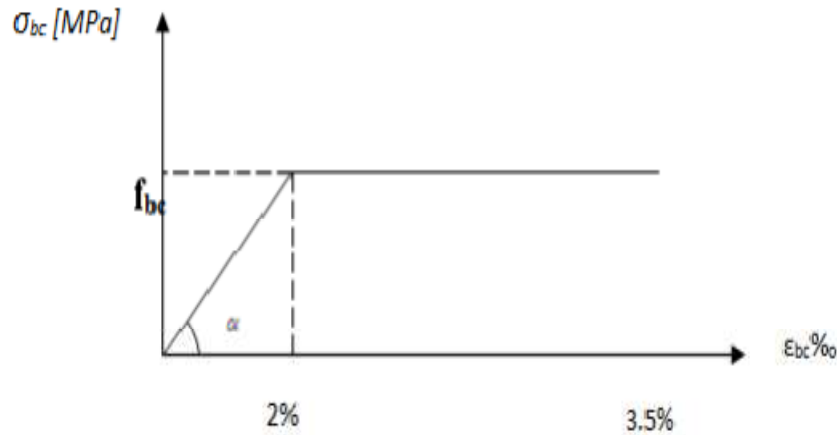


Figure I.2. Diagramme des contraintes déformation à l'ELS.

Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.

Treillis soudés Lisses (TSL) : Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barre transversales et longitudinales entre elles.

I.5.1.3 Caractéristiques mécaniques:

Type	Désignation	Limited'élasticité(MPa)
Barre HA	FeE400	400
Treillis soudés Lisses	TSL	500

TABLEAU I.1 : type d'acier utilise

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000 \text{ Mpa}$.

I.5.1.4 Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

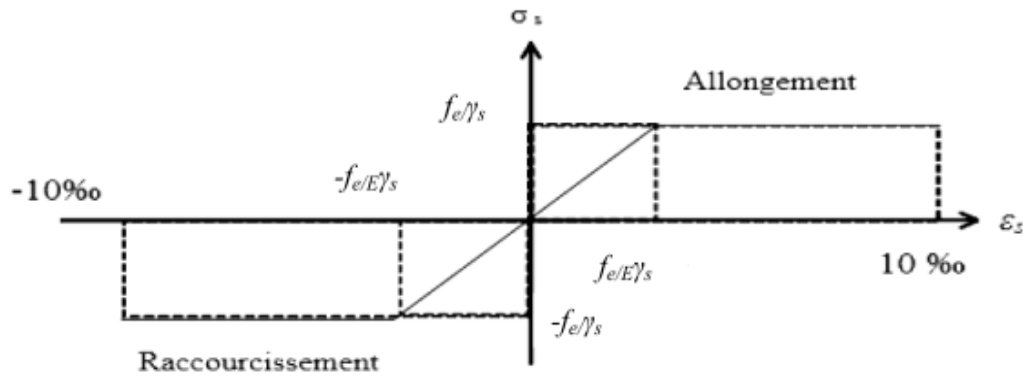


Figure I.3.Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2].

E.L.U:

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{s}$. (BAEL91 /A.4.3.2).

f_e : Résistance élastique d'acier.

s : Coefficient de sécurité : $s = 1,15$ (situation durable).

$s = 1$ (situation accidentelle).

E.L.S:

Fissuration peu préjudiciable limitation à f_e (BAEL91/A.4.5,32)

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min (2/3 \times f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj})$. (BAEL91/A.4.5,33)

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min (0.5 \times f_e; 90 \sqrt{\eta} \times f_{tj})$. (BAEL91/A.4.5,34)

Avec :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

η : Coefficient de fissuration

Avec : $\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

I.5.1.5 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1,35 G + 1,5 Q

Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante :G + Q.

Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes (RPA99 /2003 Art 5.2) prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q \pm E$ (pour le calcul des poutres)

$0,8G \pm E$ (effet soulèvement)

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme.

Protection d'armatures (BAEL91modifié99, Art A. 7.2.4).

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

-c ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

-c ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

-c ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

- ❖ Dans ce chapitre, nous avons présenté le projet avec toutes ses caractéristiques.
- ❖ Nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur.

- ❖ Le Chapitre suivant fera l'objet du Pré dimensionnement de tous les éléments structuraux de notre ouvrage.

II. Chapitre II :Pré dimensionnement

II.1 Introduction :

Le Pré dimensionnement sera fait selon les règles du **BAEL 91** et le **RPA 99** modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après calcul et vérifications

II.2 Pré dimensionnement des éléments :

Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporées.

Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié

Selon le **RPA99-2003**.

➤ Selon (BAEL91 modifié 99, Art 4.14)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$b_{max} \leq 1,5 h + b_1$$

Avec :

L: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

b_1 : la largeur du poteau min prévu par RPA ($b_1 = 25 \text{ cm}$)

II.2.1.1 Les poutres Principale : $L=4.25 \text{ m}=425 \text{ cm}$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$b=25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b}=1.6 \leq 4$ Condition vérifiée.

$b=25 \text{ cm} \leq 85 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

II.2.1.2 Les poutres Secondaire : $L= L_{\max}=4.00 \text{ m}=400 \text{ cm}$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

II.2.1.2.1 Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$b=20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b}=1.75 \leq 4$ Condition vérifiée.

$b=20 \text{ cm} \leq 77.5 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

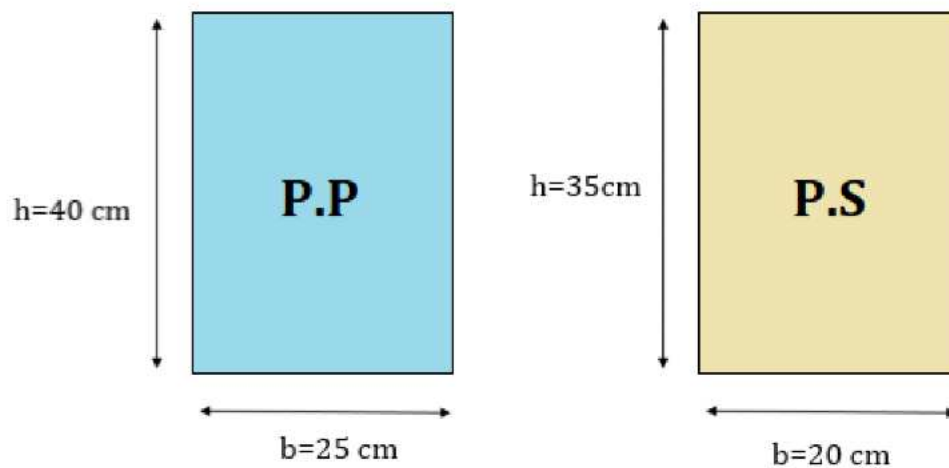


Figure II.1: Dimensions des poutres principales et secondaires

Poutres principales : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(b \times h) = (20 \times 35) \text{ cm}^2$

Les planchers :

➤ **Dalle à corps creux :**

L'épaisseur du plancher est déterminée vis-à-vis la condition de Rigidité suivante :

$$\text{(BAEL91 modified 99, Art B.6.8.424)} h_t = \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher

On a: $L = 400 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{400}{22,5} \rightarrow H_t \geq 17.78 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$ (16 + 4) cm

Tel que $h_t = d + e$ avec : $d = 16 \text{ cm}$ (corps creux)

$e = 4 \text{ cm}$ (dalle de compression)

- **Plancher en dalle pleine :**

Nos balcons sont des dalles pleines.

L'épaisseur de la dalle pleine (balcon) sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

Avec :

L=1.40 m : largeur de la console.

e_p : épaisseur de la dalle.

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On prend $e_p=15\text{cm}$.

Voile :

Ils sont composés par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ces éléments verticaux reprennent aux plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dus aux charges horizontales.

C'est dernier doit satisfaire la condition suivante :

(RPA 99 modifier 2003, Art 7.7.1) $L_{\min} > 4 E_p$

Avec :

- E_p : épaisseur du voile.
- L_{\min} : porté min des voiles.

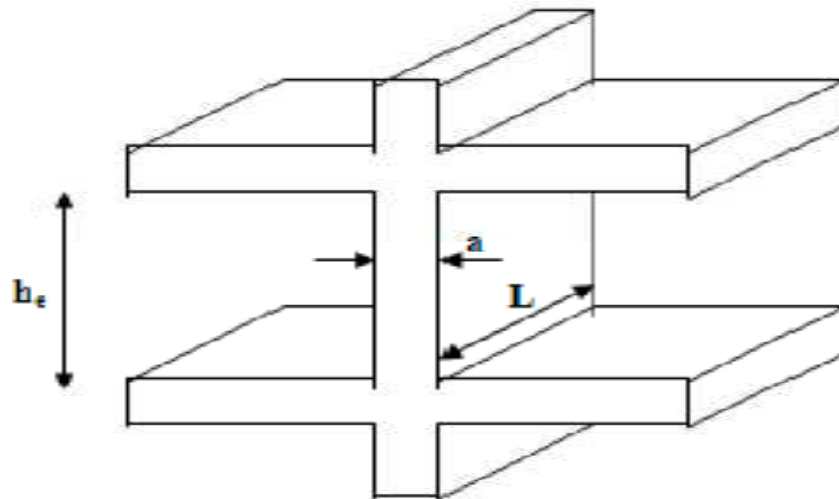
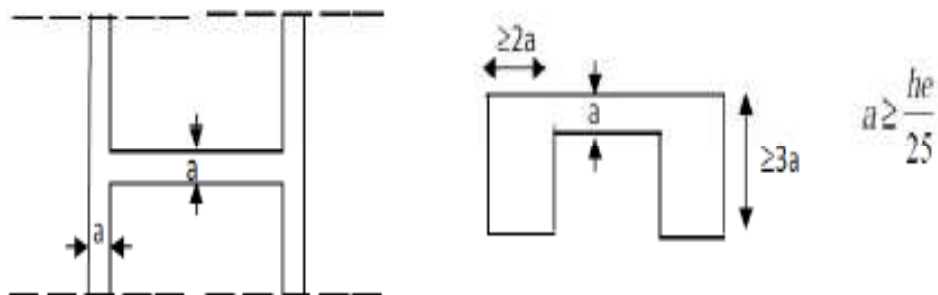


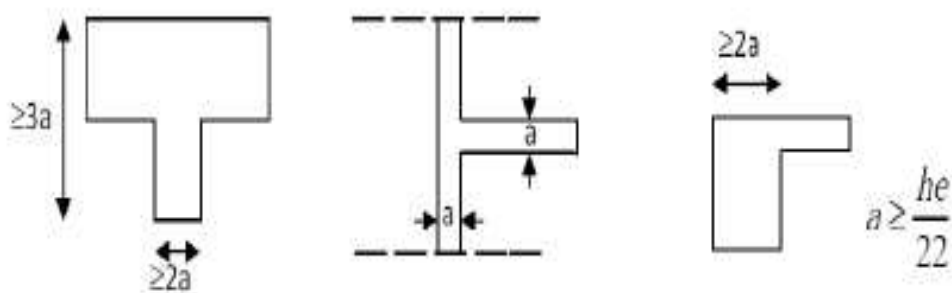
Figure II.3.1: coupe de voile en élévation.

L'épaisseur de la dalle doit être déterminé on fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité, avec un minimum de 15 cm.

1er cas:



2em cas:



3em cas:

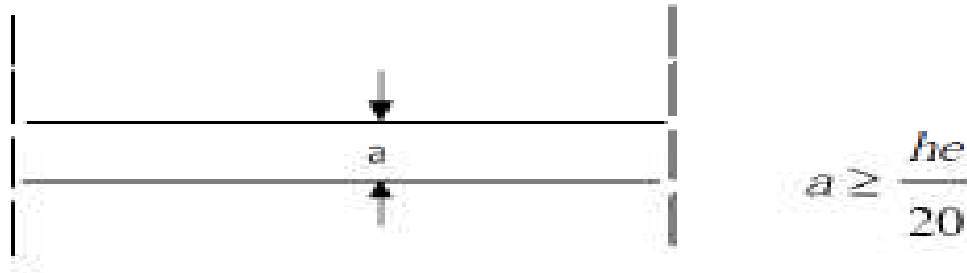


Figure II.3.2 : Épaisseurs des voiles - coupe en élévation

Pour notre cas on prend :

Pour RDC: $442-40 = 402\text{cm} \Rightarrow E_p \geq \frac{he}{20} = \frac{402}{20} = 20.1 \text{ cm}$ (3eme cas).

Pour l'étage courant : $306-40 = 266 \text{ cm} \Rightarrow E_p \geq \frac{he}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm}$ (3eme cas)

\Rightarrow Pour les deux cas on prend **$E_p = 25\text{cm}$** .

Pour la longueur : **$L_{\min} > 4 E_p$** on a : $L > 4 \times 25 = 100\text{cm}$ Condition vérifiée.

Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments en béton arme dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort normal N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec l'adesscente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le RPA 99 modifié 2003.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante **$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G+Q}{\sigma_{bc}}$**

Avec :

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

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

A_p : la section du poteau .

G : charge permanente.

Q: surcharge d'exploitation.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm → En zone (II_a).

$$\text{Min (b}_1, \text{h}_1) \geq \frac{H_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \quad \rightarrow \text{(RPA 99 modifier 2003, Art. 7.4.1).}$$

Avec :

(b₁, h₁) : dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e: hauteur libre d'étage.

Détermination des charges et surcharge

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

II.2.1.3 Charges permanentes

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants ; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

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

Avec :

ρ : le poids volumique

e : épaisseur de l'élément.

Le plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Couche de gravillonG1= 0.05x17=.0.85KN/m²

Etanchéité multicouches	$G2=0.02 \times 6=0.12 \text{ KN/m}^2$
Béton sous forme de pente	$G3=0.06 \times 22=1.32 \text{ KN/m}^2$
Feuille de polyane	$G4=0.01 \text{ KN/m}^2$
Plancher a corps creux (16+4)	$G5=(16+4) \times 14=2.80 \text{ KN/m}^2$
Enduit au plâtre	$G6=0.02 \times 10=0.20 \text{ KN/m}^2$
Isolation thermique	$G7=0.04 \times 4=0.16 \text{ KN/m}^2$
La somme	$\sum G= 5.46 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant:

Valeur de la charge permanente du plancher étages courant :

Revêtement en carrelage.....	$G1=0.02 \times 22=0.44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose.....	$G2=0.02 \times 20=0.4 \text{ KN/m}^2$
Couche de sable.....	$G3=0.03 \times 18=0.54 \text{ KN/m}^2$
Dalle en corps creux.....	$G4=0.2 \times 14=2.8 \text{ KN/m}^2$
Enduit de plâtre.....	$G5 =0.02 \times 10=0.2 \text{ KN/m}^2$
Cloison de séparation interne.....	$G6=0.1 \times 9=0.9 \text{ KN/m}^2$
La somme	$\sum G=5.28 \text{ KN/m}^2$

Plancher dalle pleine:

Revêtement en carrelage.....	$G1= 0.02 \times 2=0.44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose.....	$G2=0.02 \times 20=0.40 \text{ KN/m}^2$
Couche de sable.....	$G3=0.02 \times 18=0.36 \text{ KN/m}^2$
Dalle pleine.....	$G4=0.18 \times 25=4.5 \text{ KN/m}^2$
Enduit en mortier ciment.....	$G5=0.02 \times 22=0.44 \text{ KN/m}^2$
La somme.....	$\sum G = 6.14 \text{ KN/m}^2$

Murs extérieur :

Mortier de ciment.....	$G1=0.02 \times 20=0.40 \text{ KN/m}^2$
------------------------	-----------------------------------------

Briques creuses(15cm)..... $G2=0.1 \times 13=1.3\text{KN/m}^2$

Lame d'aire..... $G3=0.05 \times 0=0\text{KN/m}^2$

Briques creuses(10cm)..... $G4=0.1 \times 9=0.9\text{KN/m}^2$

Enduit de plâtre..... $G5=0.02 \times 10=0.2\text{KN/m}^2$

La somme..... $\sum G = 2.80\text{KN/m}^2$

Murs intérieur :

Enduit de plâtre..... $G1=0.02 \times 10=0.2\text{KN/m}^2$

Briques creuses (10cm)..... $G2=0.1 \times 9=0.9\text{KN/m}^2$

Enduit de plâtre $G3=0.02 \times 10=0.2\text{KN/m}^2$

La somme..... $\sum G = 1.4\text{KN/m}^2$

Voile :

Voile en béton armé..... $G1= 0.25 \times 25=6.25\text{KN/m}^2$

Enduit de ciment..... $G2=0.02 \times 10=0.2\text{KN/m}^2$

Enduit de plâtre..... $G3 =0.03 \times 18=0.54\text{KN/m}^2$

La somme..... $\sum G = 6.99\text{KN/m}^2$

II.2.1.4 Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible..... $Q=1\text{KN/m}^2$

Plancher RDC et étage courant..... $Q2=1.5\text{KN/m}^2$

Escalier..... $Q3= 2.5\text{KN/m}^2$

Acrotère..... $Q4= 1 \text{KN/m}^2$

Balcon..... $Q5=3.5\text{KN/m}^2$

La somme..... $\sum G=9.5\text{KN/m}^2$

II.2.1.5 Descente de charge

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

D'une façon général les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Localisation du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des portiques «C » et « 2».

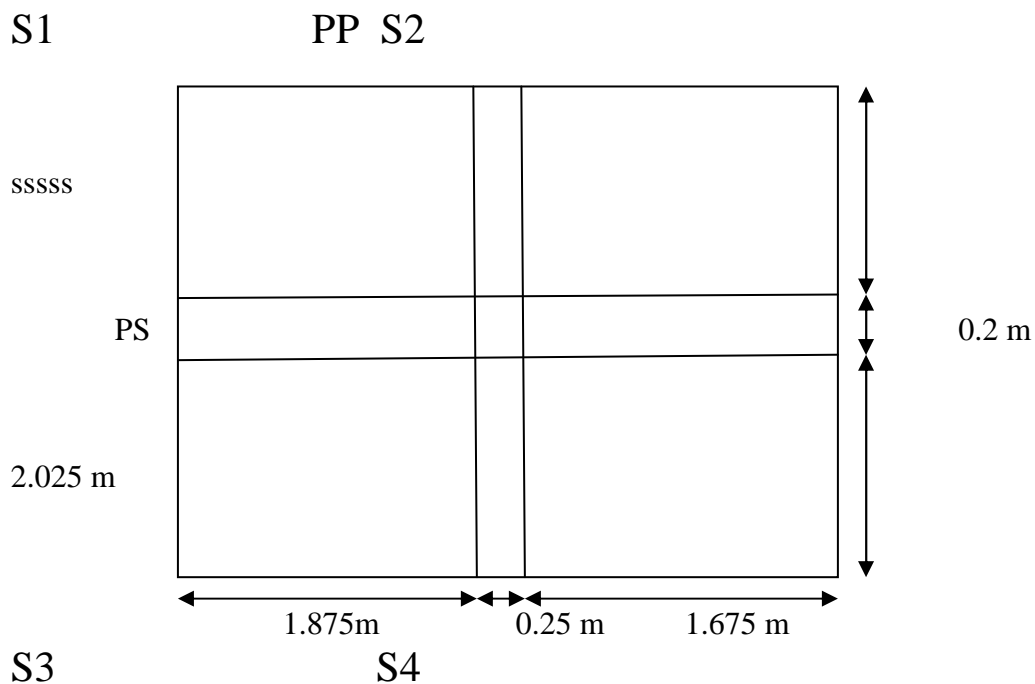


Figure II.5: Localisation du poteau le plus sollicité.

Surface d'influence: $S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Avec: $S_1 = 1.3 \times 1.875 = 2.438 \text{ m}^2$

$S_2 = 1.3 \times 1.675 = 2.178 \text{ m}^2$

$S_3 = 1.875 \times 2.025 = 3.797 \text{ m}^2$

$S_4 = 1.675 \times 2.025 = 3.392 \text{ m}^2$

- **Section nette** $\Rightarrow S_n = 2.438 + 2.178 + 3.797 + 3.392 = 11.805 \text{ m}^2$
- **Section brute** $\Rightarrow S_b = 3.8 \times 3.525 = 13.395 \text{ m}^2$

II.2.1.5.1 Poids propre des éléments :

- **plancher**

- **Plancher terrasse :**

$$G_{pT} = G_t \times S_n = 5.46 \times 11.805 = 64.455 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$G_{pC} = G_c \times S_n = 5.28 \times 11.805 = 62.33 \text{ KN}$$

- **Poutres**

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = 0.40 \times 0.25 \times (3.525) \times 25 = 8.813 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaire :**

$$G_{ps} = 0.35 \times 0.2 \times (3.8) \times 25 = 6.65 \text{ KN}$$

- **Poteaux**

- **Poteau du RDC**

$$G_{pte} = 0.25 \times 0.25 \times 4.42 \times 25 = 6.906 \text{ KN}$$

II.2.1.5.2 Surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse**

$$Q_{pT} = S_b \times Q_t = 13.395 \times 1 = 13.395 \text{ KN}$$

- **Plancher RDC et étage courant**

$$Q_{pc} = S_b \times Q_c = 13.395 \times 1.5 = 20.093 \text{ KN}$$

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d' étages

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes pour les bâtiments à usage habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur leur niveau. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de cinq étages ou plus, ce qui est le cas de notre ouvrage.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$$

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.

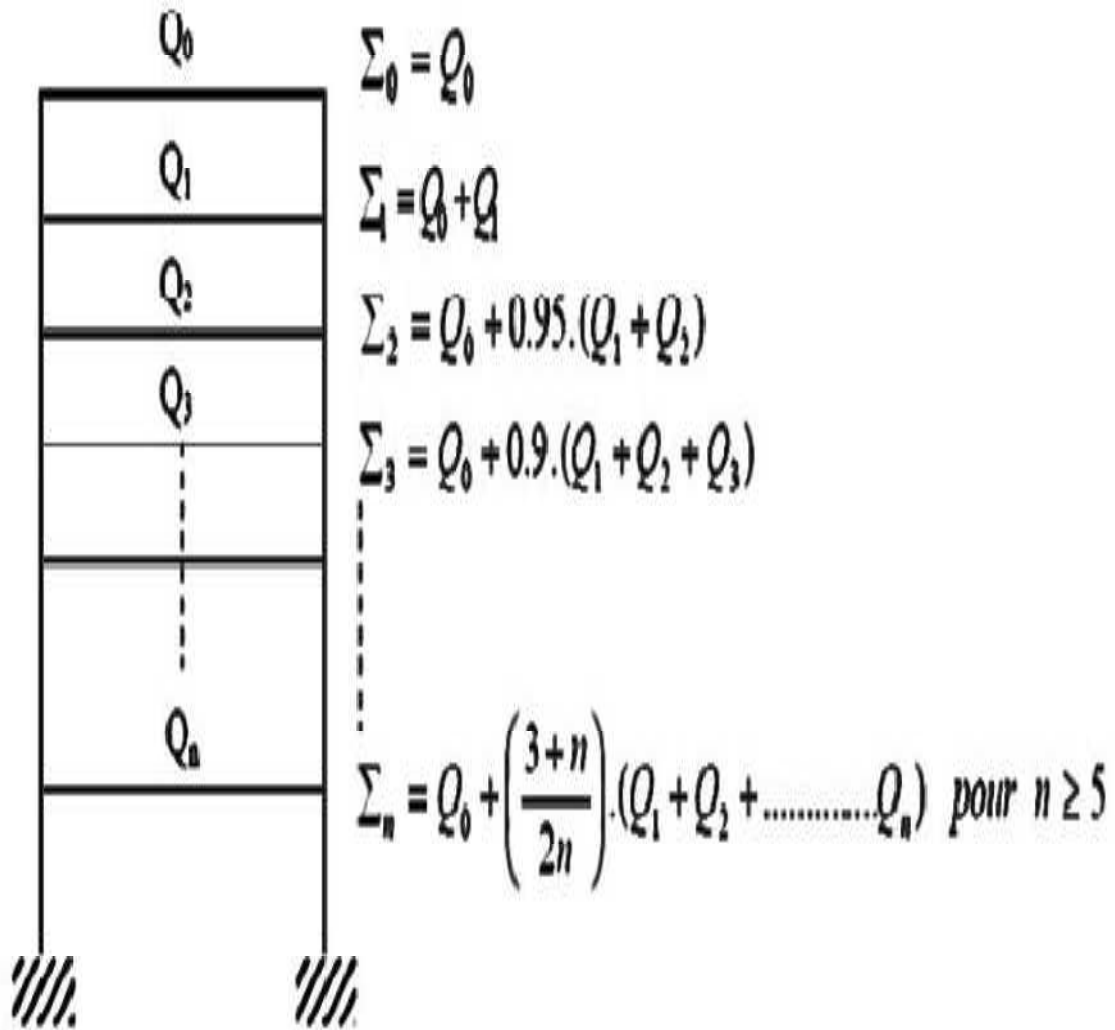


Figure II.6: Loi de dégression des surcharges.

Niveau	Charge permanent(KN)					Charge d'exploitation (KN)		Effort Normaux (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids			G	Gcum	Q	Q _{cum}	N=G+Q	S trouvée	S adoptées
	PC (KN)	Poutre (KN)	Poteaux (KN)							
10	64.455	15.463	0	79.918	79.918	13.395	13.395	93.313	62.208	35X35
9	62.33	15.463	6.906	84.699	164.617	20.093	33.488	198.105	132.07	35X35
8	62.33	15.463	6.906	84.699	249.316	20.093	53.581	302.897	201.931	35X35
7	62.33	15.463	6.906	84.699	334.015	20.093	73.674	407.689	271.792	40X40
6	62.33	15.463	6.906	84.699	418.714	20.093	93.767	512.481	341.654	40X40
5	62.33	15.463	6.906	84.699	503.413	20.093	113.86	617.273	411.515	40X40
4	62.33	15.463	6.906	84.699	588.112	20.093	133.953	722.065	481.376	45X45
3	62.33	15.463	6.906	84.699	672.811	20.093	154.046	826.857	551.238	45X45
2	62.33	15.463	6.906	84.699	757.51	20.093	174.139	931.649	621.1	50X50
1	62.33	15.463	6.906	84.699	842.209	20.093	194.232	1036.441	690.96	50X50

TABLEAU II.2 :Récapitulatif de la descente de charge

Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b; h)} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b; h)} \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

♦ RDC : Poteau (50x50)

$$\text{Min (b ; h)} = 50\text{cm} > 25\text{cm cv}$$

$$\text{Min (b ; h)} = 50\text{cm} > h_e/20 = 442/20 = 22.1$$

$$1/4 < \frac{50}{50} = 1 < 4$$

◆ 1^{er} étage : Poteau (50x50)

Min (b ; h)=50cm>25cm cv

Min (b; h) =50cm>he/20=306/20=15.3

$$1/4 < \frac{50}{50} = 1 < 4$$

◆ 2^{ème}, 3^{ème} étage Poteau (45x45)

Min (b ; h)=45cm>25cm cv

Min (b; h) =45cm>he/20=306/20=15.3

$$1/4 < \frac{45}{45} = 1 < 4$$

◆ 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage Poteau (40x40)

Min (b ; h)=40cm>25cm cv

Min (b; h) =40cm>he/20=306/20=15.3

$$1/4 < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

◆ 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage Poteau (35x35)

Min (b ; h)=35cm>25cm cv

Min (b ; h)=35cm>he/20=306/20=15.3

$$1/4 < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

II.2.1.5.3 Vérifications au flambement :

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

Pour qu'il n'y ait pas le flambement il faut que l'élancement λ soit ≤ 50 avec :

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

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

L_0 : portée réel du poteau

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

S : section du poteau.

I : moment d'inertie du poteau $\left(I = \sqrt{\frac{bh^3}{12}} \right)$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.710\sqrt{12}}{h}$$

Pour $l_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86$ et $h = 0.3$; $b = 0.3 \Rightarrow \lambda = 23.11 < 50$ Condition vérifiée.

Pour $l_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86$ et $h = 0.35$; $b = 0.35 \Rightarrow \lambda = 19.81 < 50$ Condition vérifiée.

Pour $l_0 = 3.06 - 0.20 = 2.86$ et $h = 0.4$; $b = 0.4 \Rightarrow \lambda = 17.33 < 50$ Condition vérifiée.

Pour $l_0 = 4.42 - 0.20 = 4.22$ et $h = 0.45$; $b = 0.45 \Rightarrow \lambda = 22.74 < 50$ Condition vérifiée.

Pour tous les poteaux la condition au flambement **est vérifiée.**

Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Pré-dimensionnement	h_t
Planchers en corps creux	20 cm (16+4)
Planchers dalles pleines	15 cm
Voiles	25 cm

TABLEAU II.3 Récapitulatifs de redimensionnement des planchers et voiles

- Pré-dimensionnement des poutres

Poutres	Section adoptée (cm ²)
Principales	25 × 40
Secondaires	20 × 35

TABLEAU II.4 Récapitulatifs de redimensionnement des poutres

Pré-dimensionnement des poteaux

Etage	Section adoptée (cm ²)
E ₇ E ₈ E ₉	30×30
E ₄ E ₅ E ₆	35X35
E ₂ E ₃	45X45
RDC,E ₁	50X50

TABLEAU II.5 Récapitulatifs de redimensionnement des poteaux

III. Chapitre. Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments, on passera au calcul des éléments non structuraux l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse soumis à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

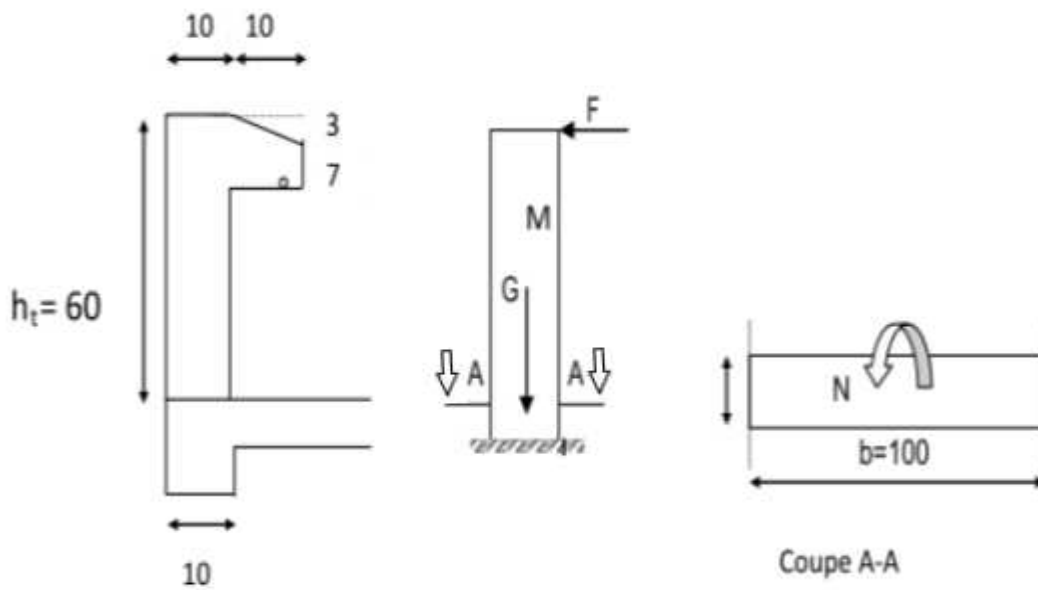


Figure III.2.1 : Coupe de l'acrotère.

III.2.1.1 Calcul des sollicitations

Effort normal du au poids propres

$$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1m$$

$$S_t = (0.10 \times 0.10) + (0.50 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2} \right) = 0.0685 \text{ m}$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN/m}$$

$$N = 1.7125 \text{ KN/m.}$$

Effort tranchant

$$T = Q_{ac} \times 1 \text{ avec } (Q_{ac} = 1 \text{ KN})$$

$$T = 1 \times 1m = 1 \text{ KN/m}$$

$$T = 1 \text{ KN/m}$$

Moment de renversement du a l'effort horizontal

$$M = Q_{ac} \times H \times 1m$$

$$M = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$M = 0.6 \text{ KN/m}$$

Diagramme des efforts internes (M, N, T)

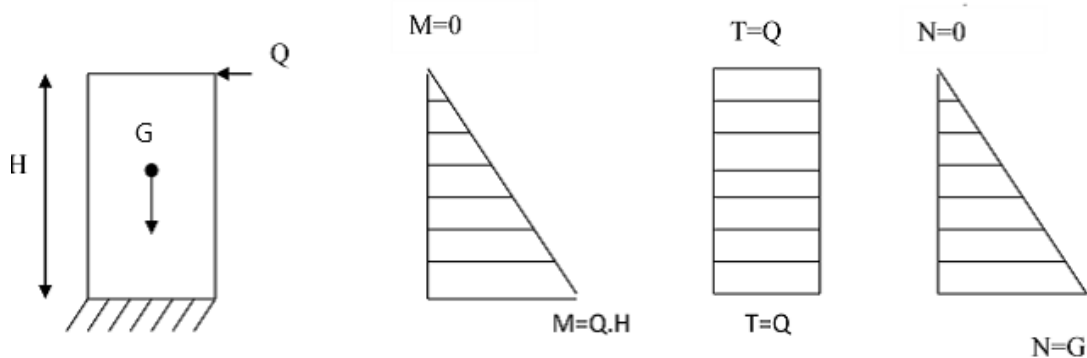


Figure III.2.2 : Diagramme des efforts interne.

III.2.1.2 Combinaisons des charges :

III.2.1.2.1 Etat limite ultime :

-Effort normal de compression

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$$

-Effort tranchant

$$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

-Moment de flexion

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

III.2.1.2.2 Etat limite de service :

-Effort normal de compression

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

-Effort tranchant

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

-Moment de flexion

$$M_s = M = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.1.3 Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion

simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

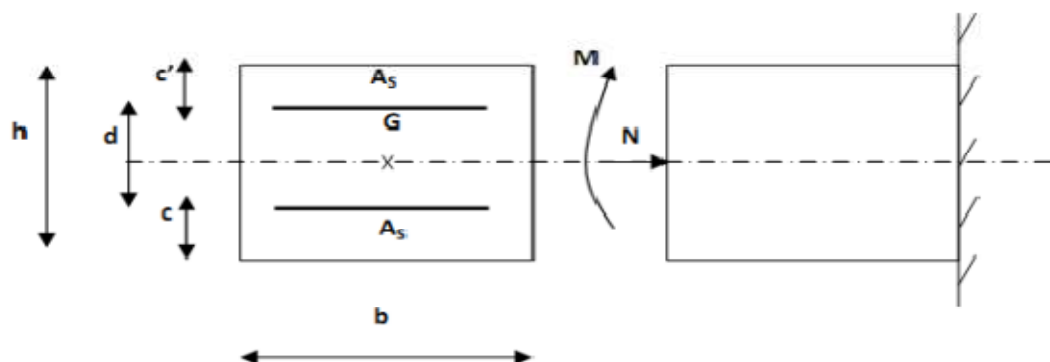


Figure III.2.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion.

Avec :

h : épaisseur de la section = 10cm

c : enrobage = 3cm

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

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

III.2.1.4 Calcul a l'ELU

III.2.1.4.1L'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.02$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et : N_{est} un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée

III.2.1.4.2Etape fictive (flexion simple)

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c' ,$$

g est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c'\right) = 2.31 \times (0.39 + 0.05 - 0.03) = 0.947 \text{KN.m}$$

- Moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.947 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.014$$

Avec

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20 \text{MPa}$$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392$ ⇒ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

Armatures fictifs en flexion simple

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec:

σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.947 \cdot 10^3}{7 \times 0.993 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0.39 \text{ cm}$$

III.2.1.4.3 Etape réelle (flexion composée)

Calcul flexion composée

La section des armatures réelles

$$A_{str} = \frac{A_f - N_u}{\sigma_{st}} = \frac{0.39 - 2.31}{348 \times 10^{-1}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

III.2.1.5 Vérification à l' ELU

Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_{str} \geq A_{min}$$

$$\text{Avec } A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \cdot d (e_s - 0.455d)}{f_e (e_s - 0.185d)}$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{0.7125} = 0.842 \text{ m}$$

Donc

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100.7 (84.2 - 0.455 \times 7)}{400 (84.2 - 0.185 \times 7)} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$A_{str} \leq A_{min}$ Condition vérifiée.

⇒ le ferrailage se fera avec la section minimale

Soit : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant

Donc

$$\tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{100 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

⇒ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$, ψ_s : Coefficient de scellement droit $\psi_s = 1.5$ (HA)

⇒ $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.04} = 0.237 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 0.237 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91 modifié 99)

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ Soit **St = 25 cm.**

-Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ Soit **St = 25 cm.**

Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm} = 28.218 \text{ cm}$$

Avec : $\tau = 0.6 \psi_s \sigma_{ft28} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$

Soit: **Ls= 30 cm**

III.2.1.6 Vérifications à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

Vérification vis- à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot \sigma_{ft28}} \right)$$

On a: des aciers HA $\geq 8 \text{ mm}$, FeE400, $\eta = 1.6$ fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.66; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915 \Rightarrow k = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.915 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} \Rightarrow \sigma_s = 46.6 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = 46.6 \text{ MPa} > \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Contraintes dans le béton:

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} = \frac{1}{35} \cdot 0.385 = 0.011 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

Vérification au séisme

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant

la formule : $F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_{RPA99}$ (article 6.2.3).

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa.

$$A = 0.15$$

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Pour notre cas : $C_P = 0.8$.

W_p: Poids de l'élément considéré ($W_p = G = 1.712 \text{ KN}$)

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN}$$

III.2.1.7 Conclusion

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

Donc on réalisera le ferrailage adopté à l'ELU du moment qu'il est justifié a l'ELS.

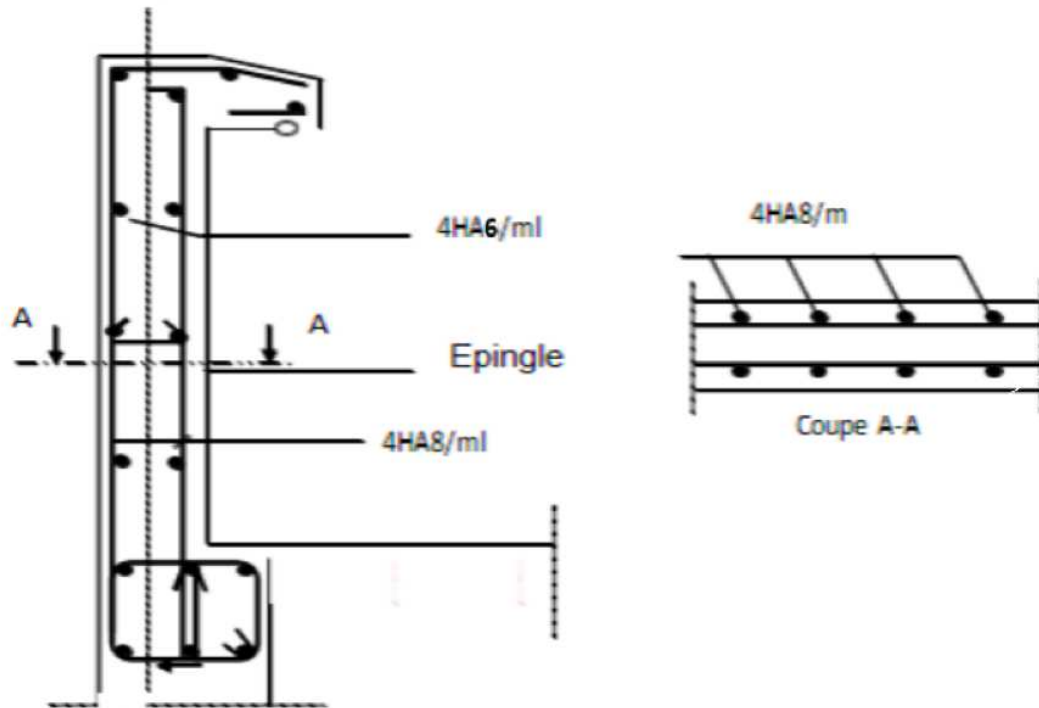


Figure III.2.4: Ferrailage de l'acrotère

III.3 Plancher

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur

Détermination des dimensions de la section en T

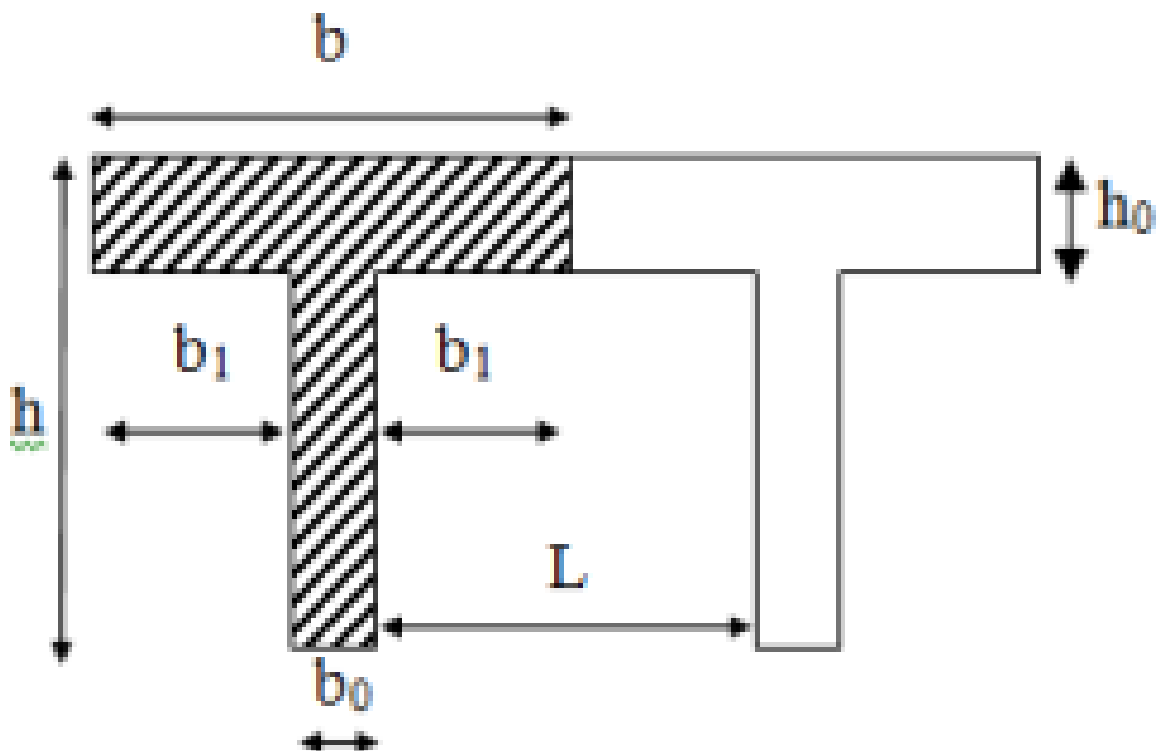


Figure III.3.1 : Coupe transversale de la poutrelle.

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

Avec : $b_1 \leq \left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

La poutrelle : $L = 65 - 12 = 53$ cm

$L_1 = 4$ m

Donc $b_1 \leq \left(\frac{53}{2}, \frac{400}{10}, 32\right) \Rightarrow b_1 \leq (26.5, 40, 32) \Rightarrow \mathbf{b_1 = 26.5\ cm}$

b : largeur de la table de compression

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm $\Rightarrow \mathbf{b = 65$ cm.

Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «4 cm » d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 500) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L. (Art B.6.8.423)

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{pp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $\mathbf{A_{pp} = 4T5 = 0.79 \text{ cm}^2, es = 20 \text{ cm}}$

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

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{par} = \frac{App}{2} = 0.395cm^2$$

Soit : $A_{par} = 4T5 = 0.79cm^2$; es = 20 cm.

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adoptera un treille soudé de maille

(200×200) mm²

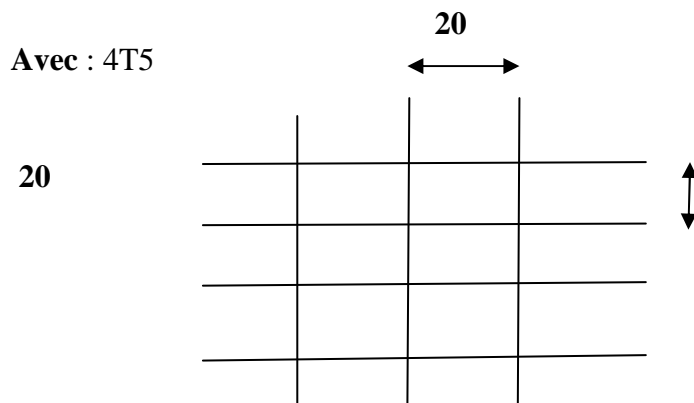


Figure III.3.2 : Ferrailage de la dalle de compression

Calcul des poutrelles

Elles sont de section en T la distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul ce fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

III.3.1.1 Avant coulage de la dalle de compression :

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

Poids propre de la poutrelle : $G1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12$ KN/ml

Poids du corps creux : $G2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN/ml

Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml

III.3.1.1.1 Combinaison de charge :

Charge permanente : $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

III.3.1.1.2 Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1.00 = 2.5 \text{ KN / ml}$$

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

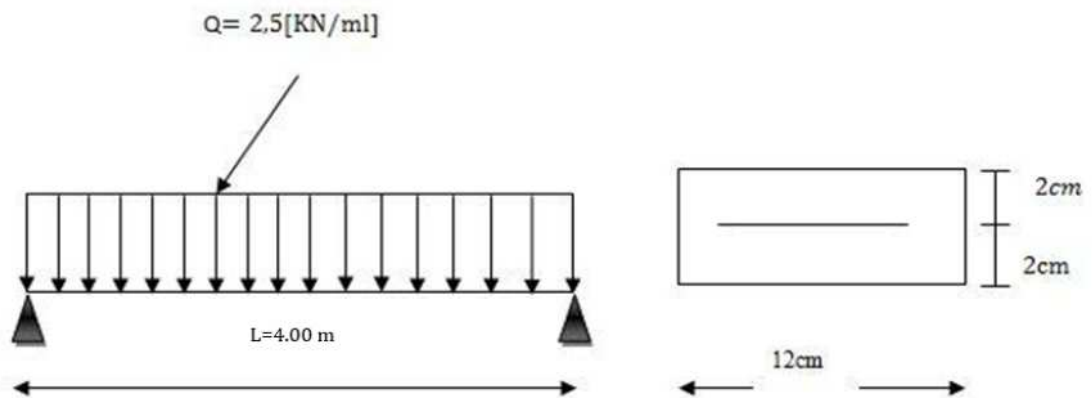


Figure III.3.3: Schéma statique de la poutrelle à l'ELU.

Calcul des moments en travée :

$$M_u = \frac{qu \cdot l^2}{8} = 5 \text{ KN.m} , \text{ avec } l=4\text{m}.$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$V_u = \frac{qu \cdot l}{2} = 5 \text{ KN} , \text{ avec } l=4\text{m}.$$

III.3.1.1.3 Ferrailage de la poutrelle:

$$C = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}.$$

Avec

C:l'enrobage

h : la hauteur utile.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{25 \times 0.85}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.34 \text{ MPa}$$

$\mu = 7.34 > \mu_{id} = 0.392$ **Section doublement armée (SDA).**

La faible section de la poutrelle, il est impossible de disposer 2 nappes d'armatures, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.1.2 Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

➤ **Chargement :**

Poids propre du plancher étage courant et RDC :

$$G = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ KN / ml}$$

Poids propre de plancher terrasse :

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN / ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Plancher terrasse :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN / ml}$$

Plancher RDC

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

III.3.1.2.1 Les combinaisons des charges de l'étage courant et RDC

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.432 + 1.5 \times 0.975 = 6.095 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 3.432 + 0.975 = 4.407 \text{ KN/ml}$$

III.3.1.2.2 Combinaison des charges de terrasse

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 = 5.959 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

- Pour nos calculs on prend le plancher qui présente le cas le plus défavorable.

- $G = (3.432 \text{ KN}) / \text{ml}$
- $Q = 0.975 \text{ KN} / \text{ml}$

Choix de la méthode de calcul

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

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

III.3.1.2.3 Méthode forfaitaire :

Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL 9/modifié 991 .Art B.6.2, 210)

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

La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 0.975 \text{ KN/ ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ KN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.65 \leq \max \{6.864; 5\} = 6.864 \text{ KN / ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

→ **La condition est vérifiée.**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{4}{3.6} = 1.1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.6}{3.1} = 1.16 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{3.1}{3.6} = 0.86 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_5}{l_6} = \frac{3.6}{4} = 0.9 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_6}{l_7} = \frac{4}{3.2} = 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....Condition vérifiée.

Conclusion:

La méthode forfaitaire est applicable.

III.3.1.2.4 Principe de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.



Figure III.3.4 Diagramme des moments.

III.3.1.2.5 Exposé de la méthode :

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

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

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

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

q : charge uniformément répartie

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

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

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

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

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

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

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

_0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.

_0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

_0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

_0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastres Dans notre cas on a deux types de poutre

III.3.1.2.6 Poutre sur (8) appuis :

On aura le diagramme suivant :

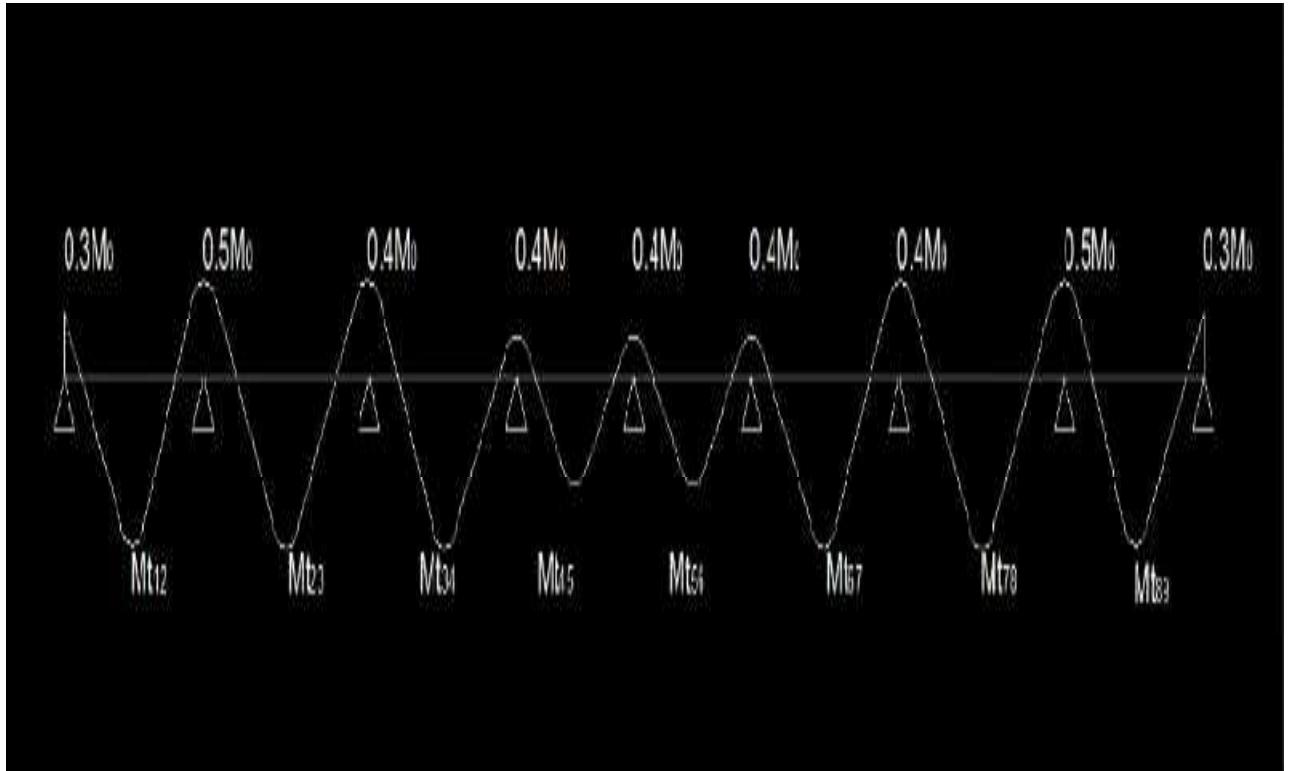


Figure III.3.1.1 : Diagramme des moments d'une poutre continue.

Calcul des coefficients :

α : Rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.066$$

$$\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments fléchissant :

-Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU

$$M_{12} = M_{89} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{3.20^2}{8} = 7.802 \text{ KN.m}$$

$$M_{23} = M_{78} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{4^2}{8} = 12.19 \text{ KN.m}$$
$$M_{34} = M_{67} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{3.60^2}{8} = 9.873 \text{ KN.m}$$
$$M_{45} = M_{56} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{3.10^2}{8} = 7.322 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments sur appui :

$$M_1 = M_8 = 0.3M_{12} = 0.3 \times 7.802 = 2.341 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max(M_{12}, M_{23}) = 0.5 \times 12.19 = 6.095 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max(M_{23}, M_{34}) = 0.4 \times 9.873 = 3.949 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max(M_{34}, M_{45}) = 0.4 \times 7.322 = 2.928 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments en travée :

Travée 1-2

$$M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) M_t = 4.098$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad M_t = 4.938$$

Donc : on prend $M_t = 4.938 \text{ KN.m}$

Travée 2-3

$$M_t = 7.972$$

$$M_t = 6.497$$

Donc on prend $M_t = 7.972 \text{ KN.m}$

Travée 3-4

$$M_t = 7.086$$

$$M_t = 5.262$$

Donc on prend $M_t = 7.086 \text{ KN.m}$

Travée 4-5

$$M_t = 4.877$$

$$M_t = 3.902$$

Donc on prend $M_t = 4.877 \text{ KN.m}$

On a un plancher symétrique donc pas la peine de continuer le calcul pour les autres travées

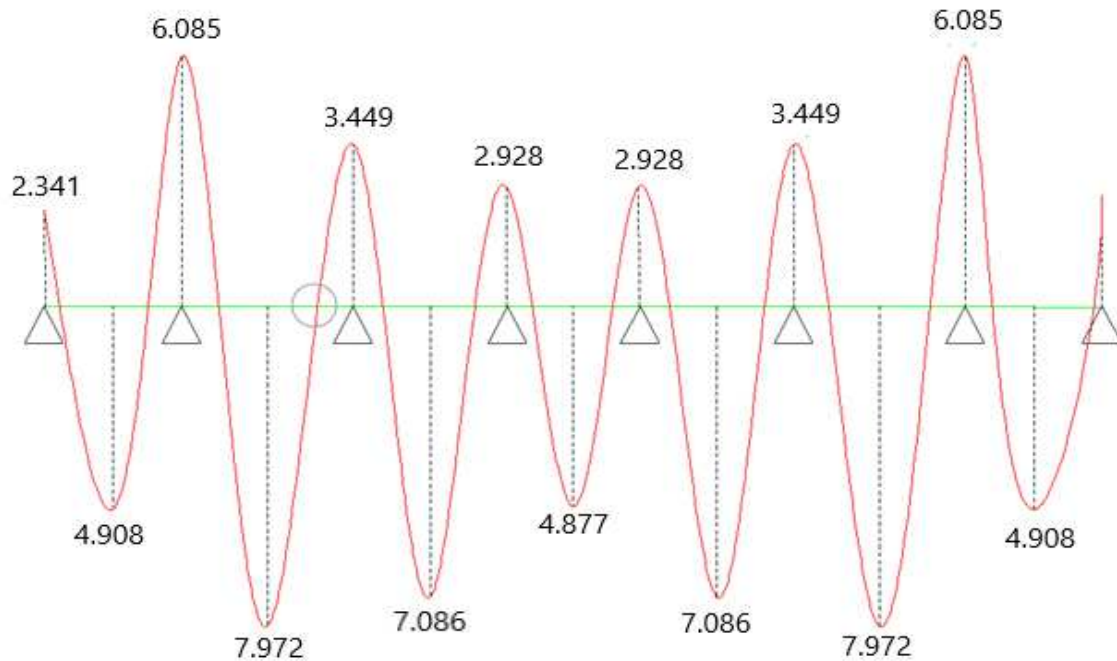


Figure III.3.1.1 : Diagramme des moments d'une poutre 8appuis

Calcul des efforts tranchants :

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

Avec : $\theta(x = 0) = \frac{qL_i}{2}$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droite de la travée.

L_i : Longueur de la travée.

Travée 1-2

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 10.925KN$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -8.578KN$$

Travée 2-3

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 11.653KN$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -12.726KN$$

Travée 3-4

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 10.687KN$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -11.255KN$$

Travée 4-5

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 9.447KN$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -9.477KN$$

Travée 5-6

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 11.255KN$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -10.687KN$$

Travée 6-7

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 12.726KN$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -11.653 \text{ KN}$$

Travée 7-8

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 8.578 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -10.925 \text{ KN}$$

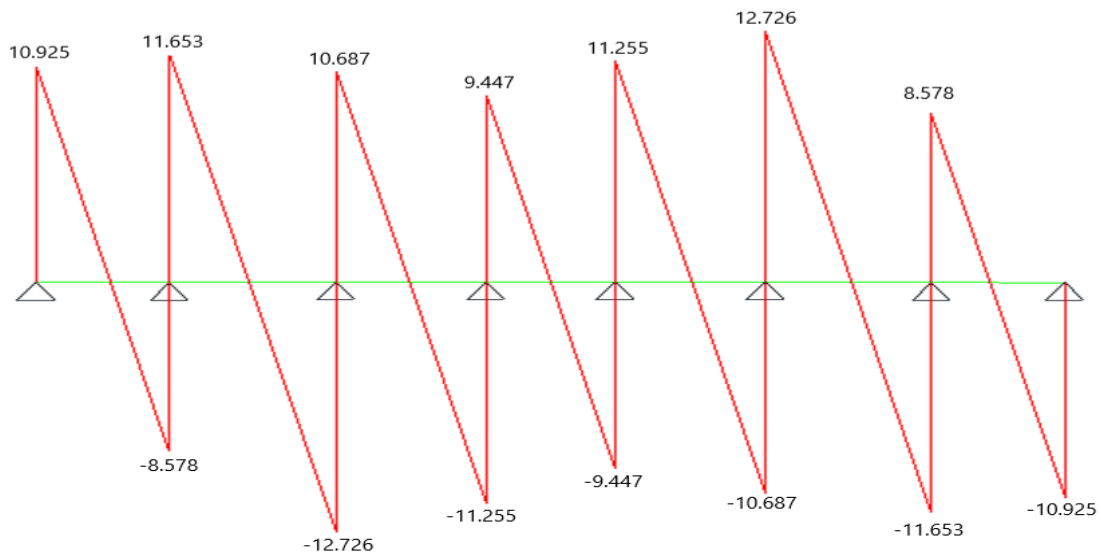


Figure III.3.1.2: Diagramme des efforts tranchants poutre 8appuis

III.3.1.2.7 Poutre sur (4) appuis :

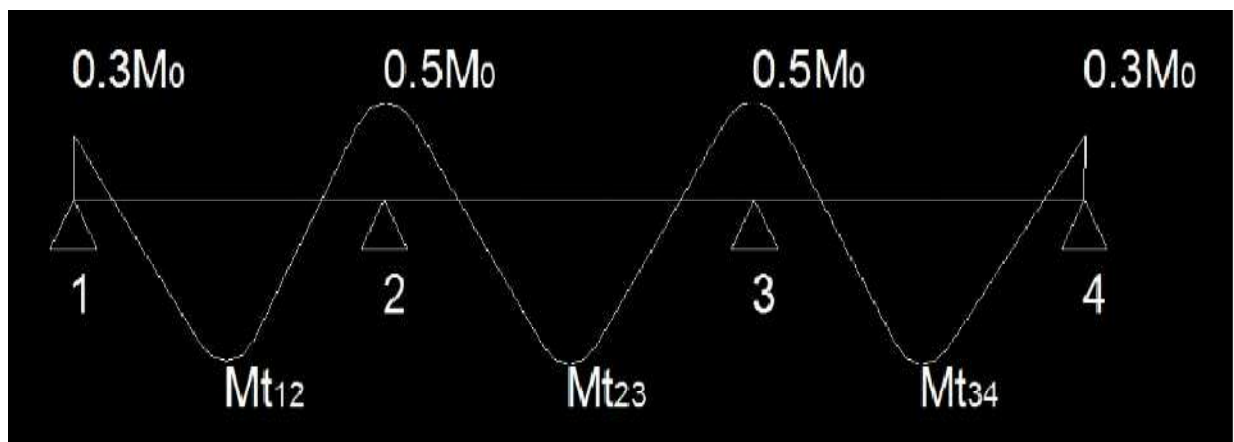


Figure III.3.2.1 : Diagramme des moments d'une poutre continue.

Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{12} = M_{89} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{3.20^2}{8} = 7.802 \text{ KN.m}$$

$$M_{23} = M_{78} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{4^2}{8} = 12.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{34} = M_{67} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times (3.60^2)/8 = 9.783 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appui :

$$M_1 = M_8 = 0.3M_{12} = 0.3 \times 7.802 = 2.341 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{12}, M_{23}) = 0.5 \times 12.19 = 6.095 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 \max(M_{23}, M_{34}) = 0.5 \times 12.19 = 6.095 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.3 M_{34} = 0.3 \times 9.783 = 2.935 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

$$1 + 0.3 \alpha = 1.066 ; \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0.533 ; \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0.633$$

Travée 1-2

$$M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) M_t = 4.098$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 M_t = 4.938 \text{ Donc : on prend } M_t = 4.938 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3

$$M_t = 6.899$$

$$M_t = 6.497$$

Donc on prend $M_t = 6.899 \text{ KN.m}$

Travée 3-4

$$M_t = 5.913$$

$$M_t = 6.192$$

Donc on prend $M_t = 6.192 \text{ KN.m}$

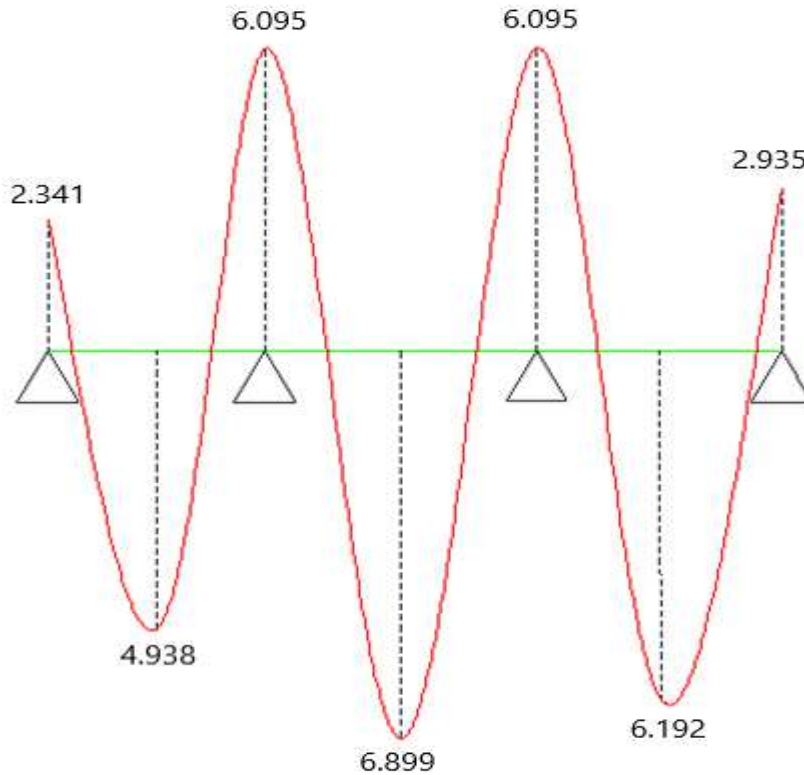


Figure III.3.2.2 : Diagramme des moments de la poutre à 4 appuis.

Calcul des efforts tranchants :

Travée 1-2

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 10.925 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -8.578 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 12.19 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = -12.19 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 10.098 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = 11.848 \text{ KN}$$

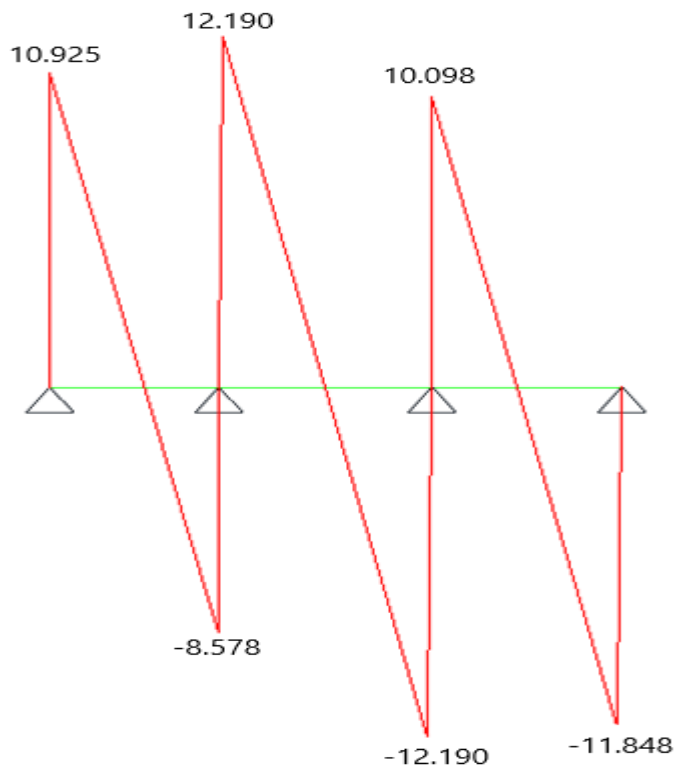


Figure III.3.2.3: Diagramme des efforts tranchants de la poutre à 4 appuis.

III.3.1.2.8 Poutre sur (6) appuis :

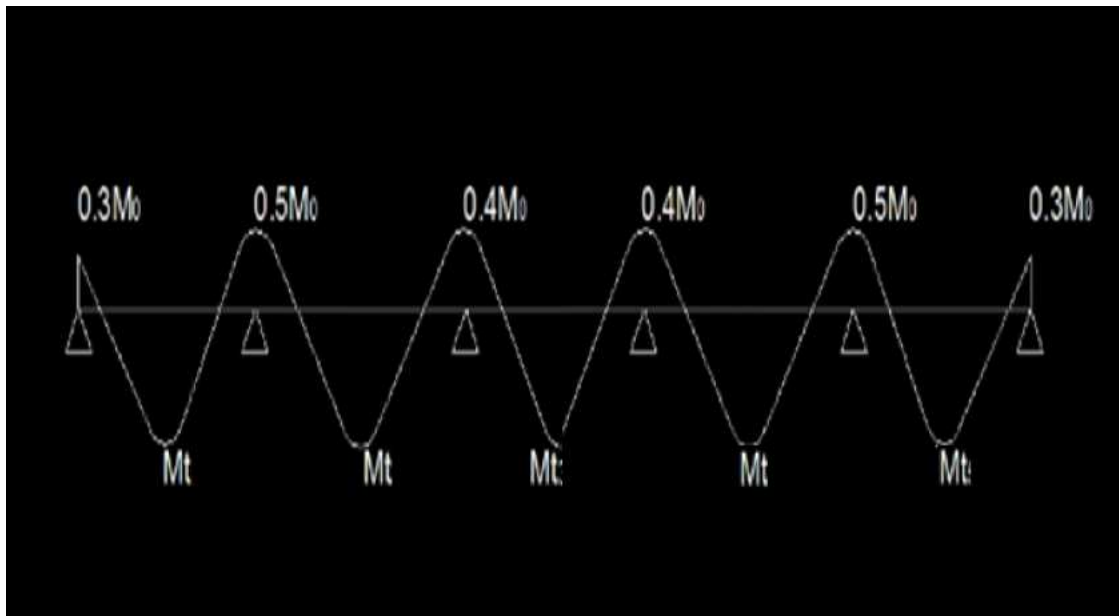


Figure III.3.3.1 : Diagramme des moments d'une poutre continue.

Calcul des coefficients :

α : Rapport des charges d'exploitation (Q) a la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.066$$

$$\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments fléchissant :

-Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_{12} = M_{56} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{4^2}{8} = \mathbf{12.19 \text{ KN.m}}$$

$$M_{23} = M_{45} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{3.60^2}{8} = \mathbf{9.873 \text{ KN.m}}$$

$$M_{34} = \frac{q_u l^2}{8} = 6.095 \times \frac{x(3.10^2)}{8} = \mathbf{7.322 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments sur appui :

$$M_1 = M_6 = 0.3M_{12} = 0.3 \times 12.19 = \mathbf{3.657 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 \max(M_{12}, M_{23}) = 0.5 \times 12.19 = \mathbf{6.095 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \max(M_{23}, M_{34}) = 0.4 \times 9.873 = \mathbf{3.949 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments en travée :

Travée 1-2(5-6)

$$M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0)M_t = 8.118$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 M_t = 7.716$$

Donc : on prend $M_t = 8.118 \text{KN.m}$

Travée 2-3(4-5)

$M_t = 5.502$

$M_t = 5.262$

Donc on prend $M_t = 5.502 \text{KN.m}$

Travée 3-4

$M_t = 3.856$

$M_t = 3.903$

Donc on prend $M_t = 3.903 \text{KN.m}$

On a un plancher symétrique donc pas la peine de continuer le calcul pour les autres travées

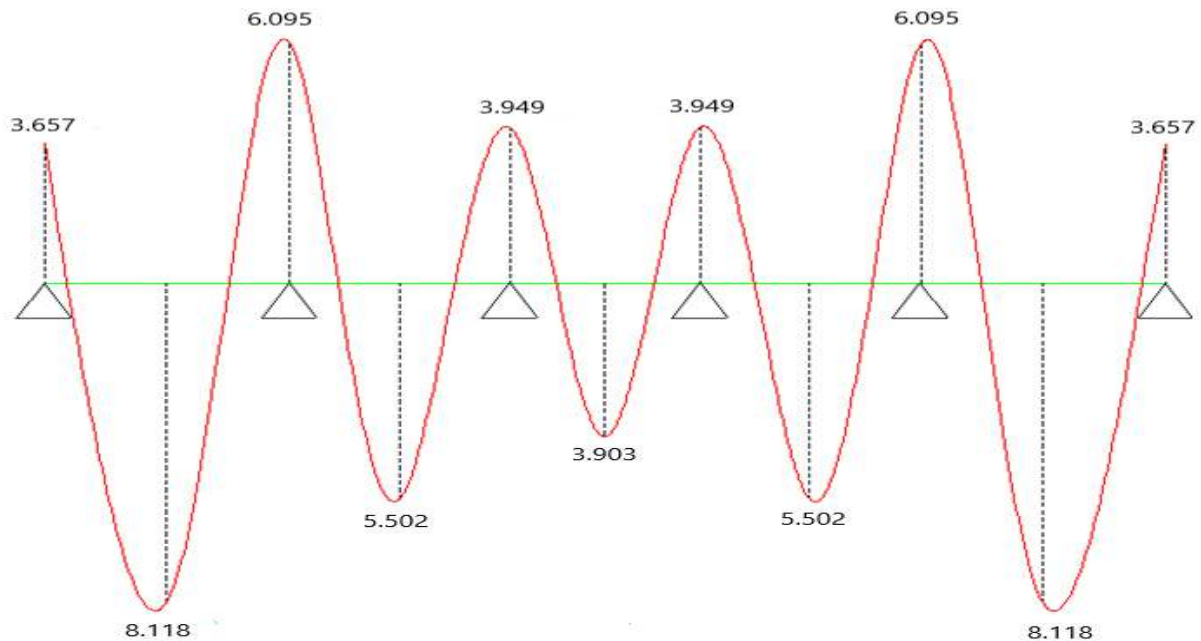


Figure III.3.3.2 : Diagramme des moments d'une poutre 6appuis.

Calcul des efforts tranchants :

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

Avec

$$\theta(x = 0) = quL^2 Tw = quL^2 + M_{i+1} - M_i L_i$$

$$\theta(x = l) = -quL^2 Te = -quL^2 + M_{i+1} - M_i L_i$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droite de la travée.

L_i : Longueur de la travée.

Travée 1-2

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{12.799KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{-11.581KN}$$

Travée 2-3

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{10.374KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{-11.567KN}$$

Travée 3-4

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{9.447KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{-9.447KN}$$

Travée 4-5

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{11.567KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{-10.374KN}$$

Travée 5-6

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{11.581\text{KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = \mathbf{-12.799\text{KN}}$$

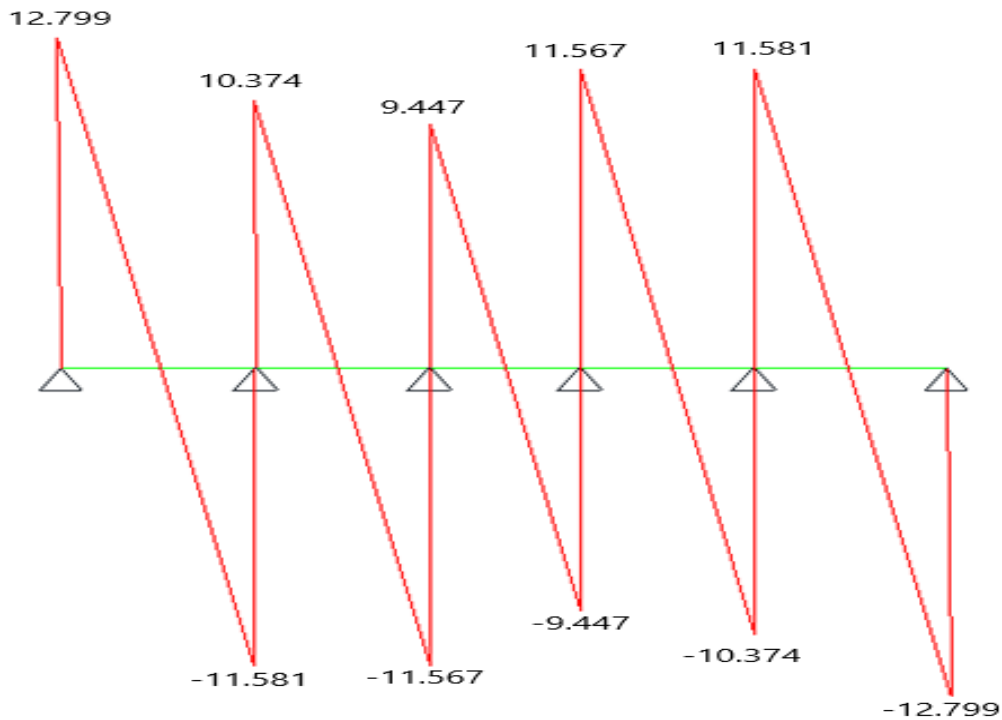


Figure III.3.2: Diagramme des efforts tranchants poutre 6appuis.

Conclusion :

Les calculs effectués sur les deux types de poutre nous ont conduits à retenir les valeurs des sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal aux appuis : $M_{A\max} = \mathbf{6.095\text{ KN.m}}$
- Moment maximal en travée : $M_{t\max} = \mathbf{8.118\text{ KN.m}}$
- Effort tranchant max aux appuis de rive : $T_{1\max} = \mathbf{12.799\text{ KN}}$
- Effort tranchant aux appuis intermédiaires : $T_{2\max} = \mathbf{12.726\text{ KN.}}$

III.3.1.3 Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

-En travée : $M_{t \max} = 8.118 \text{ KN.m}$

-Sur appui : $M_{A \max} = -6.095 \text{ KN.m}$

Armature en travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m} \gg M_{t \max} = 8.118 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (**b**x**h**) (65X20) cm.

Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.118 \times 10^6}{650 \times 180 \times 180 \times 14.2} = 0.027 < 0.392 \dots (\text{SSA}) \quad A_{SC} = 0$$

$$\mu = 0.027 \rightarrow \beta = 0.9865$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8.118 \times 100}{0.9865 \times 18 \times 34.8} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Vérification à la condition de non fragilité:

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

En travée : $A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Armature aux appuis :

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

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

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{MAX}}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.095 \times 10^6}{120 \times 180 \times 180 \times 14.2} = \mathbf{0.11}$$

$$\mu = 0.11 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.11 \rightarrow \beta = 0.9945$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\text{max}}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6.095 \times 100}{0.9945 \times 18 \times 34.8} = 0.98\text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = \mathbf{2HA10} = 1.57\text{ cm}^2$$

Vérification à la condition de non fragilité:

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

En travée : $A_t = 1.57\text{ cm}^2 > 0.26\text{ cm}^2 = A_{\min}$Condition vérifiée.

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

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

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

$$\text{Avec : } T_u = 12.799\text{KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{ MPa} \right\} = 3.33\text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12.799 \times 1000}{120 \times 180} = 0.592\text{ MPa}$$

$\tau = 0.592\text{ MPa} < \tau_u = 3.33\text{ MPa}$Condition vérifiée.

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.3) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec } : \Psi = 1.5$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12.799 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 3 \times 10} = 0.838 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.838 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec } : \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } 40 \Phi L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

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

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow \quad \mathbf{L_a = 16 \text{ cm.}}$$

Calcul les armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales:

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

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

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

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

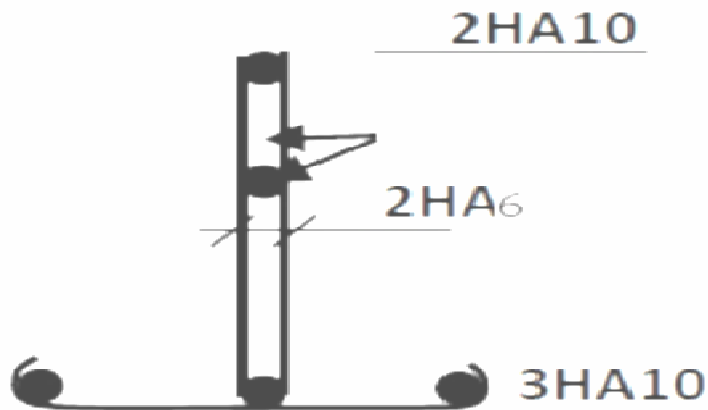


Figure III.3.4 : plan ferrailage de la poutrelle.

- **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40\} = 16.2\text{cm}$$

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

III.3.1.4 Calcul à l'ELS :

$$q_u = 3.432 + 0.975$$

$$q_s = 4.407 \text{ KN/ml}$$

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{q}{G+Q} \alpha = \frac{0.975}{0.975+3.432} = 0.221 \alpha = 0.221$$

III.3.1.4.1 Poutre sur (8) appuis :

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 5.641 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 8.814 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 7.139 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 5.293 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 7.139 \text{KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 8.814 \text{KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 5.641 \text{KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis

$$M_1 = 1.692 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 4.407 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 3.525 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 2.855 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 2.855 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 3.525 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 4.407 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 1.692 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée 1-2 et 7-8 :

$$M_t \geq 2.963 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 3.57 \text{ KN.m}$$

DONC $M_t = 3.57 \text{KN.m}$

Travée 2-3 et 6-7:

$$M_t \geq 5.429 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 4.697 \text{ KN.m}$$

DONC $M_t = 5.429 \text{KN.m}$

Travée 3-4 et 6-5

$$M_t \geq 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 3.805 \text{ KN.m}$$

DONC $M_t = 4.42 \text{ KN.m}$

Travée 4-5 :

$$M_t = 2.787 \text{ KN.m}$$

$$M_t 2.821 \text{ KN.m}$$

DONC $M_t = 2.787 \text{ KN.m}$

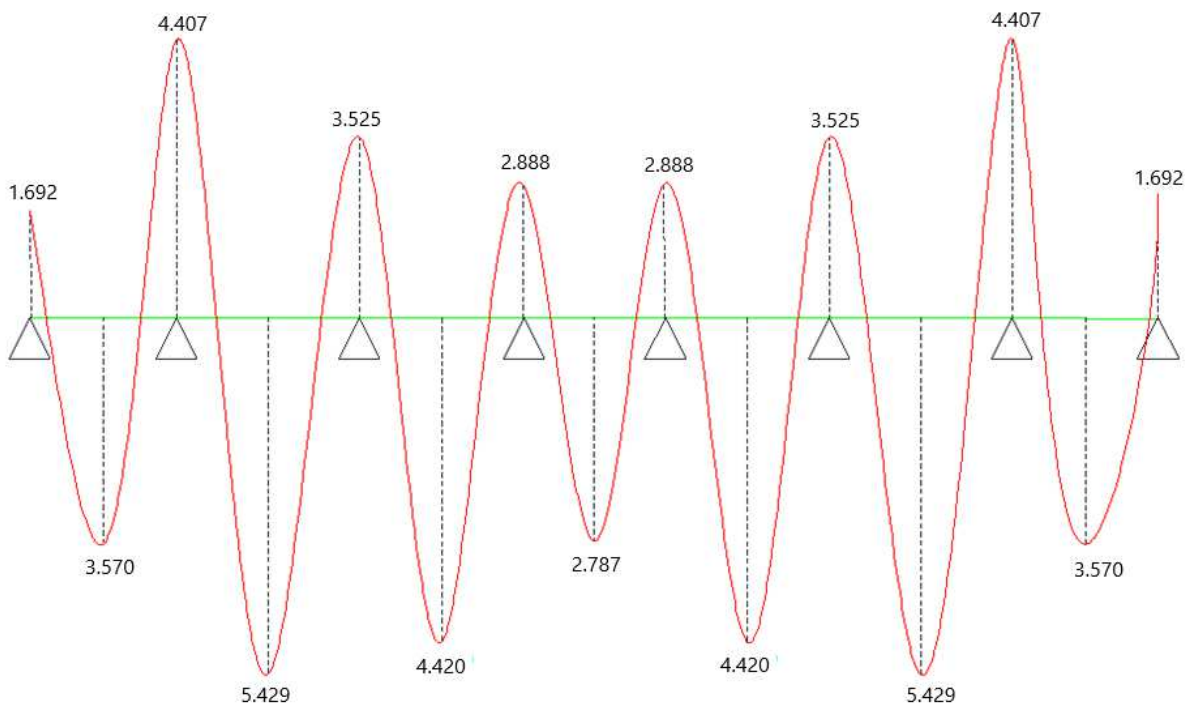


Figure.III.3.5.1 : Diagramme des moments sur appuis et travée.

Calcul l'effort tranchants :

Travée 1-2:

$$T_A=7.899\text{KN}$$

$$T_B=-6.202\text{KN}$$

Travée 2-3:

$$T_B=8.593\text{KN}$$

$$T_C=-9.035\text{KN}$$

Travée 3-4 :

$$T_C=7.746\text{KN}$$

$$T_D=-8.119 \text{ KN}$$

Travée 4-5:

$$T_D=6.831\text{KN}$$

$$T_E=-6.831\text{KN}$$

Travée 5-6:

$$T_E=8.119\text{KN}$$

$$T_F=-7.746\text{KN}$$

Travée 6-7:

$$T_F=9.035\text{KN}$$

$$T_G=-8.593\text{KN}$$

Travée 7-8:

$$T_G = 6.202 \text{ KN}$$

$$T_H = -7.899 \text{ KN}$$

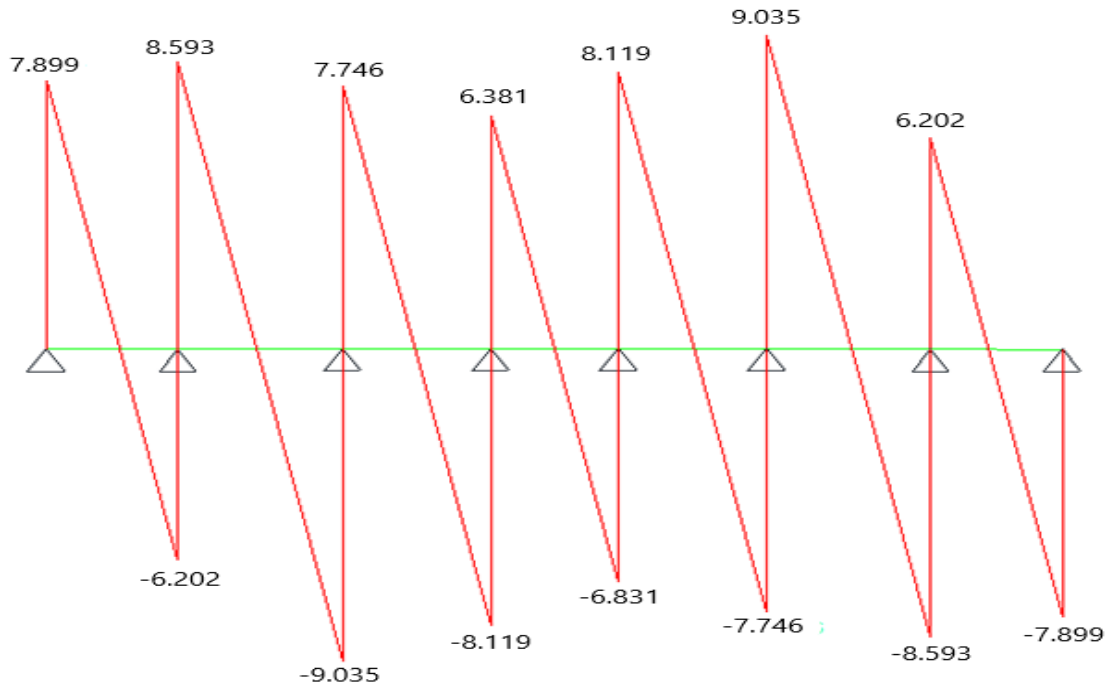


Figure.III.3.5.2: Diagramme des efforts tranchants.

III.3.1.4.2 Poutre sur (6) appuis :

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 8.814 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 7.139 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 5.293 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 7.139 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 8.814 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis

$$M_1 = 2.644 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 4.407 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 2.855 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 2.855 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 4.407 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 2.644 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée 1-2 et 5-6 :

$$M_t \geq 5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 5.579 \text{ KN.m}$$

DONC $M_t = 5.87 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 et 4-5

$$M_t \geq 3.979 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 3.805 \text{ KN.m}$$

DONC $M_t = 3.979 \text{ KN.m}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq 2.787 \text{ KN.m}$$

$$MM_t \geq 2.821 \text{ KN.m}$$

DONC $M_t = 2.787 \text{ KN.m}$

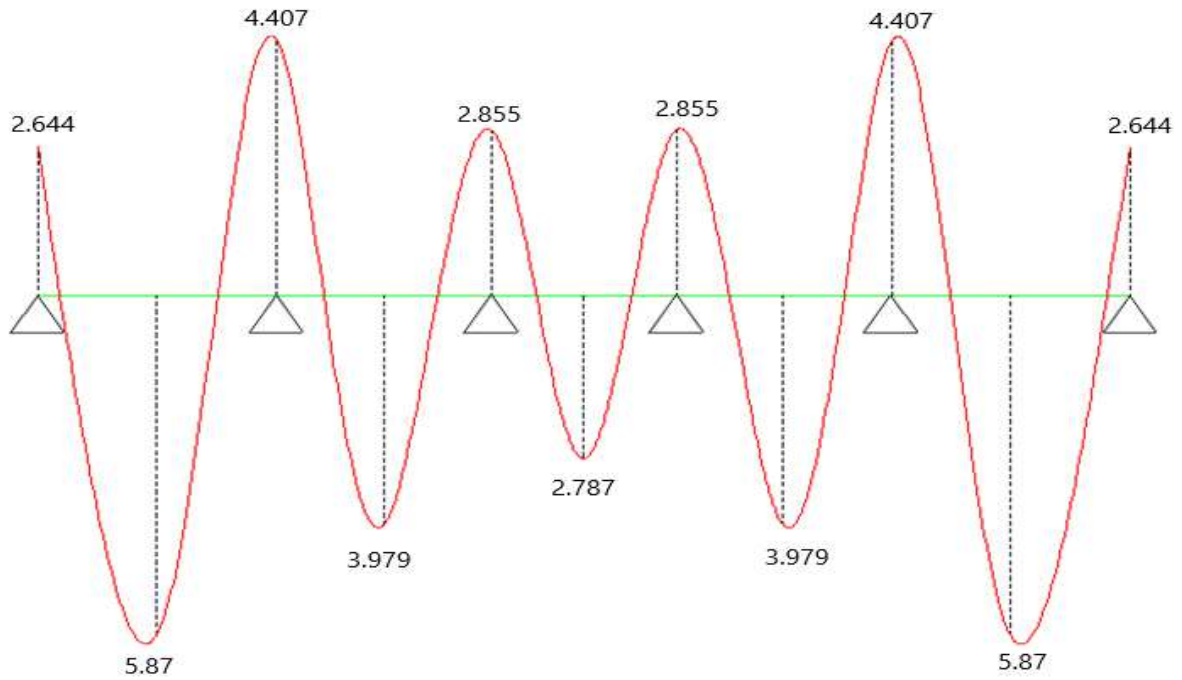


Figure.III.3.6.1 : Diagramme des moments sur appuis et travée.

Calcul l'effort tranchants :

Travée 1-2:

$$T_A = 9.254 \text{ KN}$$

$$T_B = -8.373 \text{ KN}$$

Travée 2-3:

$$T_B = 7.501 \text{ KN}$$

$$T_C = -8.363 \text{ KN}$$

Travée 3-4 :

$$T_C = 6.831 \text{ KN}$$

$$T_D = -6.831 \text{ KN}$$

Travée 4-5:

$$T_D = 8.363 \text{ KN}$$

$$T_E = -7.501 \text{ KN}$$

Travée 5-6:

$$T_E = 8.373 \text{ KN}$$

$$T_F = -9.254 \text{ KN}$$

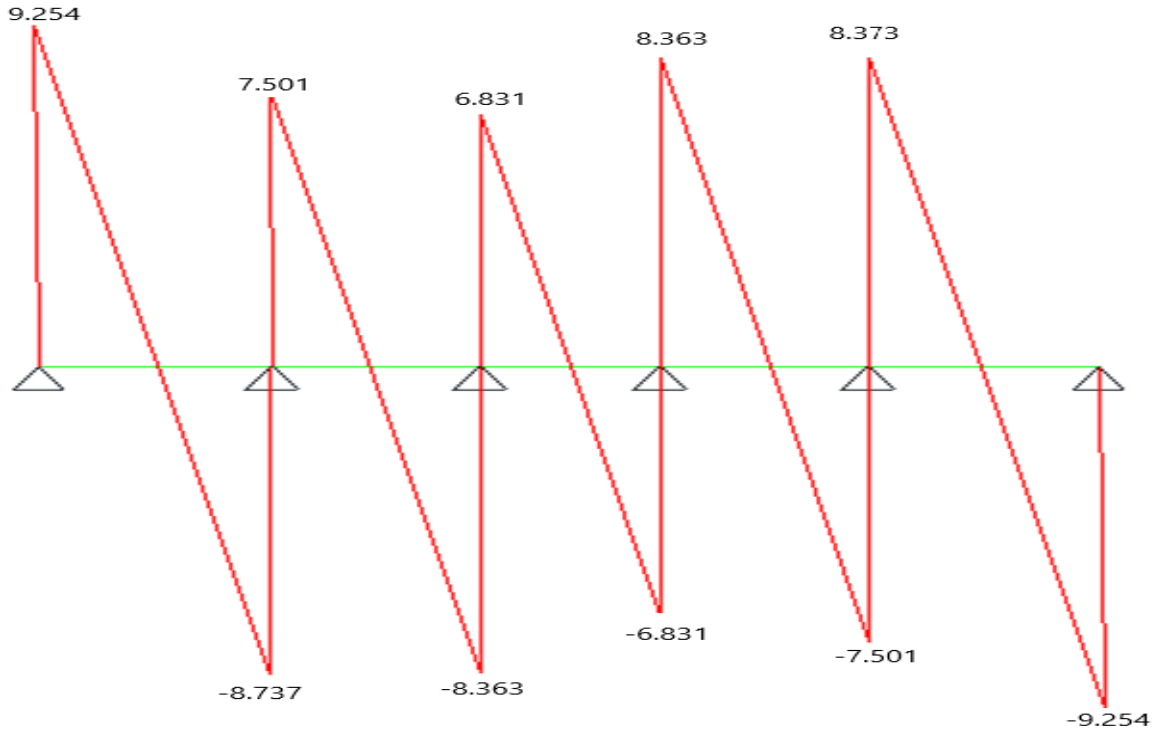


Figure.III.3.6.2: Diagramme de l'effort tranchant.

III.3.1.4.3 Poutre sur (4) appuis :

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 5.641 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times (4.00)^2 / 8 = 8.814 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = 4.407 \times (3.60)^2 / 8 = 7.139 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis

$$M_1 = 1.692 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 4.407 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 4.407 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 2.142 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq 2.963 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t \geq 3.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

DONC $M_t = 3.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Travée 2-3:

$$M_t \geq 4.988 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t \geq 4.697 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

DONC $M_t = 4.988 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq 4.335 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t \geq 3.805 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

DONC $M_t = 4.335 \text{ KN} \cdot \text{m}$

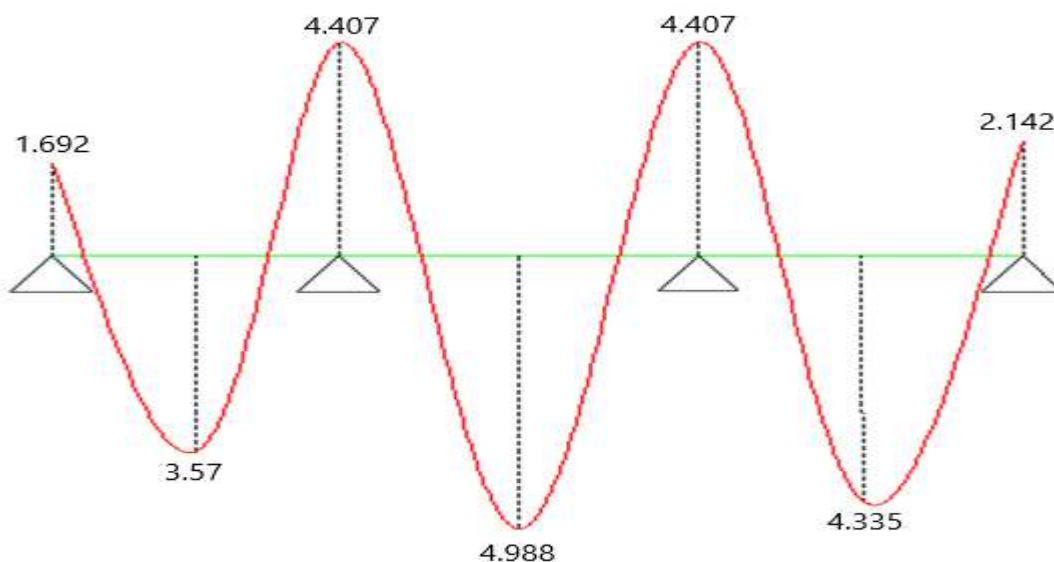


Figure.III.3.7.1 : Diagramme des moments sur appuis et travée.

Calcul l'effort tranchants :

Travée 1-2:

$$T_A=7.899\text{KN}$$

$$T_B=-6.202\text{KN}$$

Travée 2-3:

$$T_B=8.593\text{KN}$$

$$T_C=-9.035\text{KN}$$

Travée 3-4 :

$$T_C=7.746\text{KN}$$

$$T_D=-8.119\text{KN}$$

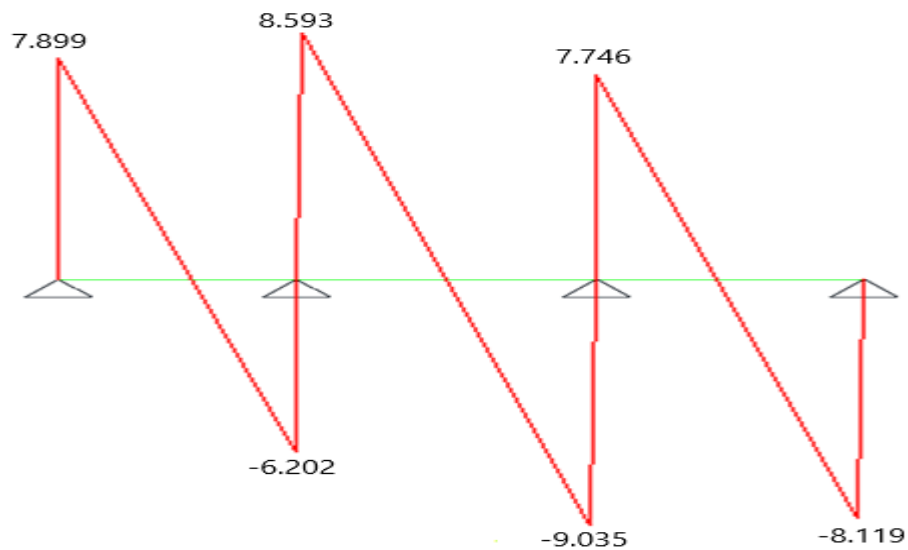


Figure.III.3.7.2:Diagramme de l'effort tranchant.

Vérification de la résistance à la compression du béton :

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

par interpolation $\Rightarrow (\beta_1 = 0.876 ; K_1 = 25.5)$.

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 x d A_a}$$

avec : $M_a^{max} = 4.407 \text{ KN. m}$

$$\sigma_s = \frac{4.407 \times 1000}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 178.019 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 178.019 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{178.019}{25.5} = 6.981 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.981 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression

III.3.1.4.3.1.1 En travée :

$$\rho_l = \frac{100 A_a}{b o d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1.092 \quad \text{par interpolation} \Rightarrow (\beta_1 = 0.856 ; K_1 = 19.72).$$

La contrainte dans les aciers:

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 x d A_a}$$

avec : $M_t^{max} = 5.87 \text{ KN. m}$.

$$\sigma_s = \frac{5.87 \times 1000}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 161.428 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 161.428 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton :

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

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{161.428}{19.72} = 8.18 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 8.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

CONCLUSION :

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III.3.1.4.4 Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

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

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : hauteur totale de la section.

L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.

M_t : moment fléchissant maximum de la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.

b_0 : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ La 1^{er} condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

III.3.1.4.5 Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée $E_v = 3700^3 \sqrt{f_c} = 10818,9 \text{ MPa}$

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

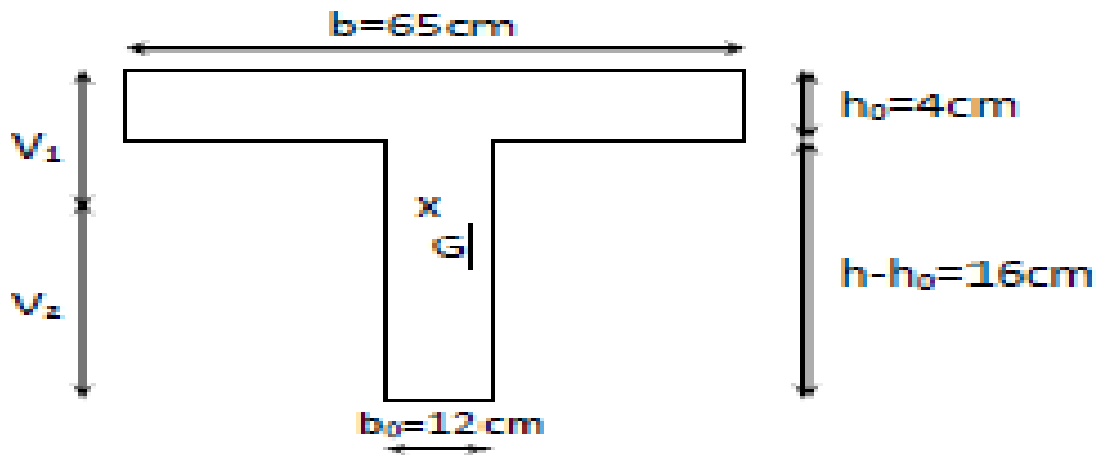


Figure III.3.8 : Section en té.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} \pm (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} \pm (15 \times 2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0(v_1^3 + v_2^3)}{12} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 37325.544 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients : λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_v = \frac{0.02ft28}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.01 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.5$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75ft28}{4\rho\sigma S + ft28}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times (0.01 \times 161.428) + 2.1}; 0 \right) = (0.57; 0)$$

$$\mu = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1.1(37325.544)}{1 + 1.5 \times 0.57} = 22133.745 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.87 \times 106 \times (4 \times 103)^2}{10 \times 10818.9 \times 22133.745 \times 104} = 3.922 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm (CV)}$$

La flèche est inférieure à la flèche admissible.

Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis:** 2 HA10 = 1.57 cm².
- **Travée:** 3 HA 10 = 2.36cm².
- **Armatures transversales:** 2HA6 = 0.57cm² avec un espacement de 15 cm
- Pour les aciers de continuité, on place **2HA6 = 0.57cm²**

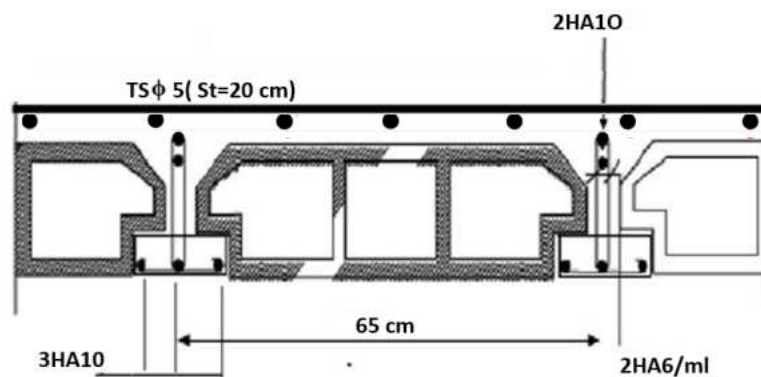


Figure III.3.9: Schéma du ferrailage.

III.4 Balcon :

Les balcons sont des consoles encastées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, entourés d'un garde-corps de hauteur $h=1\text{m}$, en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

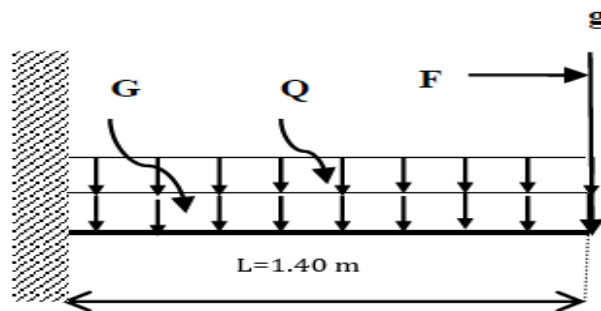


Figure III.4.1: Schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse.

F : charge horizontale concentrée due à la main courante.

III.4.1.1 Dimensionnement:

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée en chapitre II avec $e_p = 15 \text{ cm}$

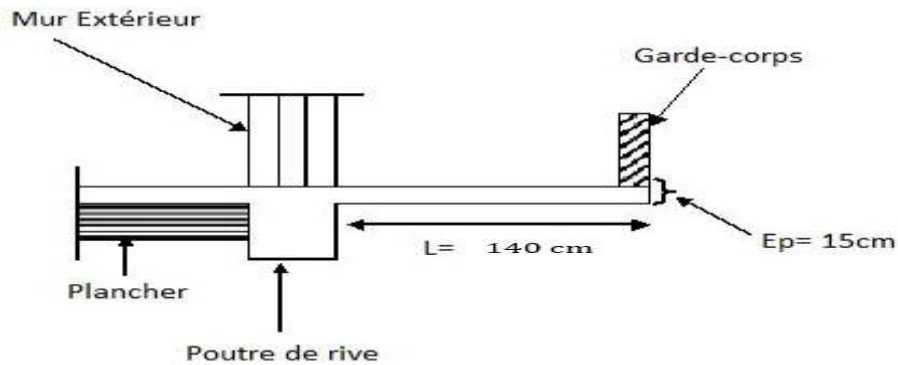


Figure III.4.2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

III.4.1.2 Charges et surcharges

III.4.1.2.1 Les charges permanentes :

Designation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	22	0.02	0.44
Total			5.39

Tableau III.3.1 : Evaluation des charges des dalles des balcons.

⇒ La charge permanente $G = 5.39 \text{ KN/m}$

Poids propre du garde-corps : $g = 0.9 + 2 \times 0.44 = 1.78 \text{ KN/ml}$

Avec : poids propre de la brique = 0.9 KN/m^2

III.4.1.2.2 Surcharges d'exploitations :

Elles sont données par le DTR BC.22 :

La dalle : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Main courante (charge horizontale) : $F = 1 \text{ KN/m}^2$.

III.4.1.2.3 Les combinaisons de charge :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

La dalle :

$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5) = 12.526 \text{ KN/ml}$.

ELS: $q_s = G + Q$

▪ Pour la dalle
 $q_{s1} = 5.39 + 3.5 = 8.89 \text{ KN/ml}$.

▪ Main courante :
 $q_{s3} = 1 \text{ KN/ml}$.

III.4.1.3 Calcul du balcon :

Calcul des moments fléchissant ELU :

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_{u1} \frac{l^2}{2}$

Moment dû au poids du mur : $M_2 = q_{u2} \times L$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u3} \times H$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2 + M_3$

$M_u = q_{u1} \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times L + q_{u3} \times H$

$M_u = 17.14 \text{ KN.m}$

Calcul des moments fléchissant ELS :

Moment dû à la charge q_s : $M_1 = q_{s1} \frac{l^2}{2}$

Moment dû au poids du mur : $M_2 = q_{s2} \times L$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{s3} \times H$

Le moment total est : $M_s = M_1 + M_2 + M_3$

$$M_s = q_{s1} \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times L + q_{s3} \times H$$

$$M_s = 12.162 \text{ KN.m}$$

III.4.1.4 Ferrailage

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

-Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; f_{ctd} = 348 \text{ MPa}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17.14 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_1 = 0.392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.14 \times 10^6}{0.963 \times 130 \times 348} = 394.11 \text{ mm}^2 = 3.94 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA12 = 4.52 cm² Avec : St = 25 cm.**

-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA10 = 3.14 cm². Avec : St = 25 cm,**

Vérifications des contraintes à L'ELU :

Condition de non fragilité du béton :

$$A_{st} > A_{\min} = \frac{0.23 b d}{f_{te}} f_{t28}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13}{400} \times 2.1 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < \text{Adoptée} = 4.52 \text{ cm}^2$ **(Condition vérifiée).(BAEL 99 ; A.4.2.1)**

Espacement des barres :

- Armatures principales :

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

-Armatures de répartitions :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

(Condition vérifiée)(BAEL 99 ;

A.8.2.42)

Vérification aux cisaillements:

On considère la fissuration comme non préjudiciable : $\tau \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\}$$

$$V_u = qu_1 \times l + qu_2 = 12.526 \times 1.4 + 2.403 = 19.939 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{V_u = 19.939 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{19.939 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.153 \text{ Mpa} \quad \mathbf{\tau_u = 0.153 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right\} = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.153 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée) (BAEL 99 ; A.5.1.2.1)}$$

Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Psi_s = 1.5$: Pour les aciers de haute adhérence

U_i : Périmètre utile de la barre <<*i*>>.

$$\tau_{se} = \frac{19.939 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.13 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres. (**Condition vérifiée**) (BAEL 99 ; Art A.6.1.3)

Longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm}$$

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

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 18 \text{ cm.}$

Les armatures calculées sont suffisantes

III.4.1.4.1 Vérifications à L'ELS:

Etat limite de compression du béton

- Acier :

Nous avons : $M_s = 12.162 \text{KN.m}$

$$\rho = \frac{A_s \times 100}{bd} = \frac{4.52 \times 100}{100 \times 13} = 0.348$$

Par interpolation : $\beta = 0.9083$; $K_1 = 39.55$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{12.162 \times 10^6}{0.9083 \times 130 \times 452} = 227.873 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 227.873 \text{ Mpa} < \sigma_{st} = 384 \text{ Mpa}$Condition vérifiée.

- Béton :

Faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{227.873}{39.55} = 5.76 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 5.76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$Condition vérifiée.

Vérification a l'état limite de déformation : (BAEL99/ArtB6.8,424) :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont

Verifies:

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{.....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{.....Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{12.162}{10 \times 12.162} = 0.1 \text{.....Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

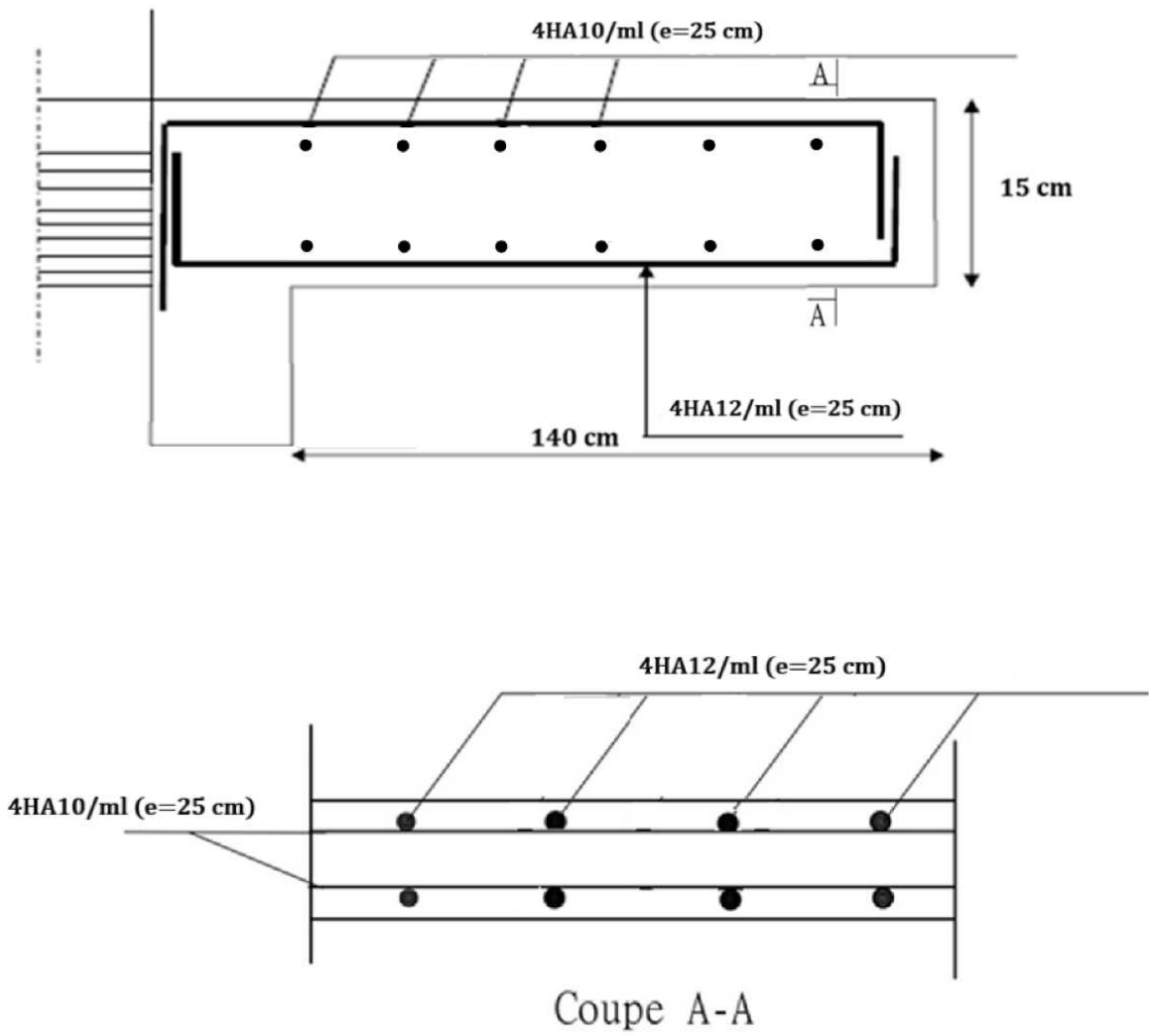


Figure III.4.3 : Ferrailage du balcon

III.5 Escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau d'une construction à un autre.

Notre structure comporte deux types d'escaliers.

_Escalier du RDC constitués de 2voles différents.

_Escaliers des étages courants constitués de 2 volées identiques.

III .4.1. Caractéristiques dimensionnelles

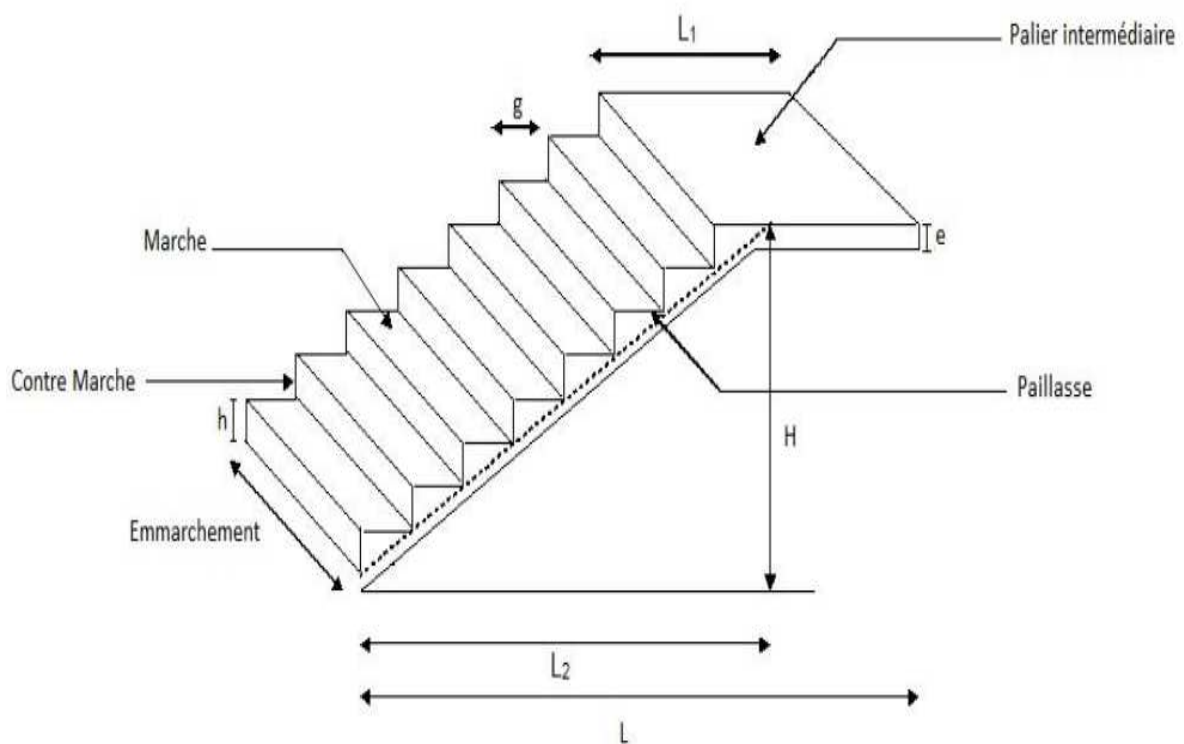


Figure III.5.1:Présentation d'escalier

- **La marche:** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche:** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h):** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g):** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée:** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier:** est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E):** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée:** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse:** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.4.2 : pré dimensionnement des escaliers

III.5.1.1 Le dimensionnement des marches et des contre marches ainsi que le nombre de marche se fera par la loi de BLONDEL.

III.5.1.1.1 Formule de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : g : le giron

h : la hauteur de la contre marche

59 cm : correspond à des escaliers courants d'appartement.

66cm : correspond à des locaux publics.

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Escalier du RDC

- Première volée :

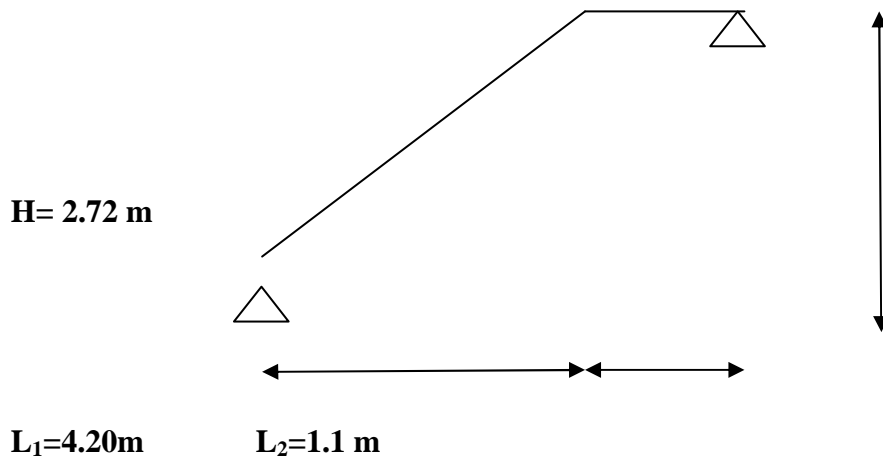


Figure III.5.2 : schéma de la 1ère volée du RDC

Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{17} = \frac{272}{17} = 16$ contremarches.

Nombre de contre marches = $n - 1 = 15$ marches

On a : $59 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$

$25 \leq g \leq 32$

On opte : $g = 30$ cm

Épaisseur de la paillasse

$$\frac{l_0}{30} \leq ep \leq \frac{l_0}{20}$$

$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.72}{4.2} = 0.647 \rightarrow \alpha = 32.92^\circ$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L' = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{420}{\cos 32.92} = 500.34 \text{ cm} = 5.00 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_2$$

$$L_0 = 5.00 + 1.10 = 6.10 \text{ m}$$

Donc on aura :

$$\frac{610}{30} \leq ep \leq \frac{610}{20} \quad 20.33 \leq ep \leq 30.5$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : $ep = 25 \text{ cm}$

• **Deuxième volée:**

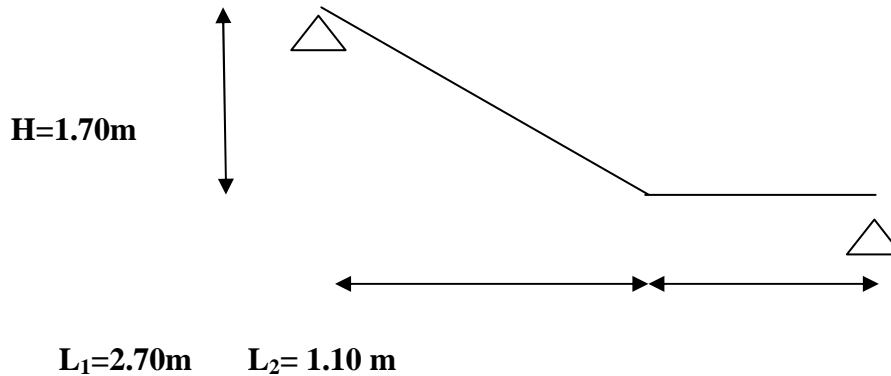


Figure III.5.3 : schéma du 2^{ème} volée du RDC

Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{17} = \frac{170}{17} = 10$ contremarches.

Nombre de contre marches = $n - 1 = 9$ marches

On a : $59 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$

$25 \leq g \leq 32$

On opteg=**30 cm**

Épaisseur de la paillasse

$$\frac{l_0}{30} \leq ep \leq \frac{l_0}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.70}{2.70} = 0.629 \rightarrow \alpha = \mathbf{32.19^\circ}$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos 32.19} = 319.04 \text{ cm} = 3.19\text{m}$$

$$L_0 = L' + L_2$$

$$L_0 = 3.19 + 1.10 = 4.29 \text{ m}$$

Donc on aura :

$$\frac{429}{30} \leq ep \leq \frac{429}{20} \quad 14.3 \leq ep \leq 21.45$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : $ep = 20 \text{ cm}$

III.5.1.1.2 Escalier d'étage courant:

Dans notre cas la hauteur étage courant : 3.06m avec deux volées identiques avec un palier intermédiaire.

- Deux volées de hauteur $H=1,53 \text{ m}$

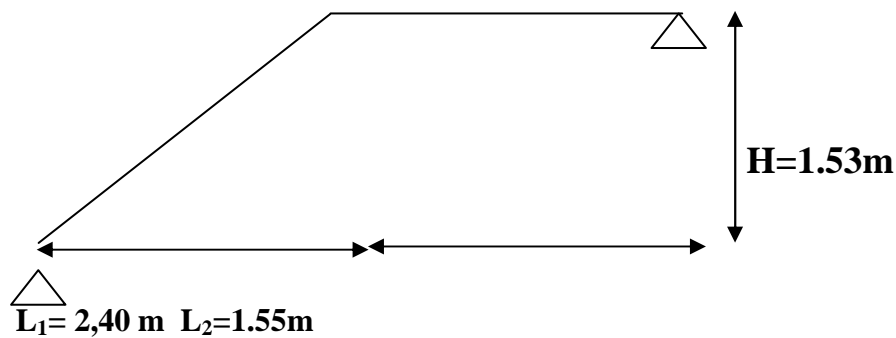


Figure III.5.4 : schéma de la volée.

Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9$ contremarches.

Nombre de contre marches = $n - 1 = 8$ marches

On a : $59 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$

$25 \leq g \leq 32$

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

Épaisseur de la paillasse

$$\frac{l_0}{30} \leq ep \leq \frac{l_0}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ cm} = 2.85 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_2$$

$$L_0 = 2.85 + 1.55 = 4.40 \text{ m}$$

Donc on aura :

$$\frac{440}{30} \leq ep \leq \frac{440}{20} \quad 14.67 \leq ep \leq 22$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : $ep = 20 \text{ cm}$

Détermination des charges et des surcharges :

- Charge permanente : • Le palier:

Element	Épaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Carrelage	0.02	20	0.4
2. Mortier de pose	0.02	22	0.44
3. couche de sable	0.02	18	0.36
4. palier	0.2	25	5
	0.25	25	6.25
5. Enduit ciment	0.02	18	0.36
			Gp 6.56 KN/m ²
			7.81 KN/m ²

Tableau III.5.1: la charge revenant au palier.

• La volée:

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.03	20	0.6
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. couche de sable	0.02	18	0.36
4. palier	$\frac{e}{\cos \alpha} = \frac{0.25}{\cos 32.92} = 0.297$	25	7.425
	$\frac{e}{\cos \alpha} = \frac{0.2}{\cos 32.19} = 0.236$		5.9
	$\frac{e}{\cos \alpha} = \frac{0.2}{\cos 32.52} = 0.237$		5.925
5. enduitciment	0.02	18	0.36
6. Gard corps		0.3	0.3
		Gp	9.485 KN/m ²
			7.96 KN/m ²
			7.985 KN/m ²

Tableau III.5.2: la charge revenant aux volées

-La surcharge d'exploitation :

Elle est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier. $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

Etude de la volée 1 du RDC

Combinaisons de charges :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la

Volée comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{La volée : } q_{u1} = (1.35 \times 9.485 + 1.5 \times 2.5) = 16.554 \text{ KN / m.}$$

$$\text{Le palier : } q_{u2} (\text{vol 1}) = (1.35 \times 7.81 + 1.5 \times 2.5) = 14.293 \text{ KN / m.}$$

ELS

$$q_s = G + Q$$

$$\text{La volée 1 : } q_{s1} = (9.485 + 2.5) = 11.985 \text{ KN / m.}$$

$$\text{Le palier : } q_{s2} = (7.81 + 2.5) = 10.31 \text{ KN / m}$$

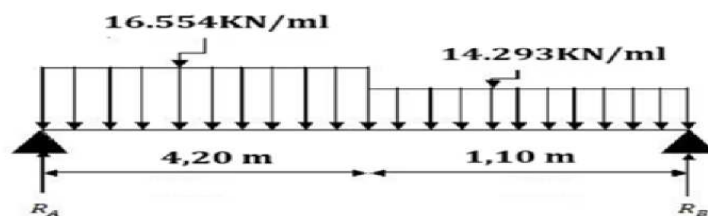


Figure III.5.5 : Schéma statique (ELU)

III.5.1.1.3 Calcul à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM:

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B &= (16.554 \times 4.2) + (14.293 \times 1.1) + 14.005 \\ &= 99.26 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 99.26 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0$$

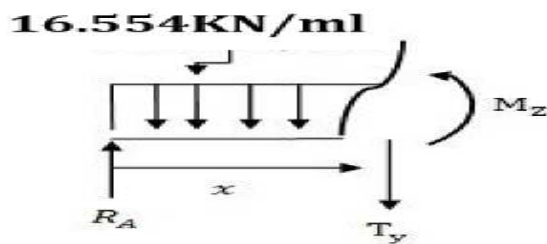
$$\Rightarrow R_B \times 5.3 + [16.554 \times 4.2 \times 2.1] + [14.293 \times 1.1 \times 4.75] + 14.005 \times 5.3 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 55.644 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_A = 43.616 \text{ KN}}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 4.2\text{m}$



$$\sum M/i = 0 \Rightarrow$$

$$M = -16.554 \times \frac{x^2}{2} + 43.616 x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

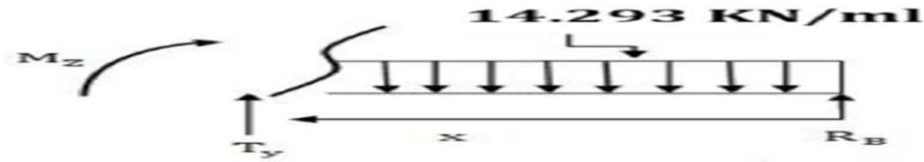
$$X = 4.2 \text{ m} \rightarrow M(4.2) = \mathbf{37.18 \text{ KN.m}}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -16.554x + 43.616$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{43.616 \text{ KN}}$$

$$X = 4.2 \text{ m} \rightarrow T(4.2) = \mathbf{-25.91 \text{ KN}}$$

2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1.1\text{m}$



$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -14.293 \times \frac{x^2}{2} - 14.005 x + 55.644x$$

$$X = 0\text{m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

$$X = 1.1\text{m} \rightarrow M(1.1) = \mathbf{37.18 \text{ KN.m}}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 14.293x - 41.639$$

$$X = 0\text{m} \rightarrow T(0) = \mathbf{-41.639 \text{ KN}}$$

$$X = 1.1 \text{ m} \rightarrow T(1.1) = \mathbf{-25.91 \text{ KN}}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

$$\Rightarrow -16.554x + 43.616 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{2.63 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(2.62) = \mathbf{57.458 \text{ KN.m}}$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_u \max$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{uA} = (-0.3) M_u \max = (-0.3) \times (57.458) = -17.237 \text{ KN.m}$$

$$M_{uB} = -17.237 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée: $M_{u \text{ travée}} = (0.85) M_u \max = (0.85) \times (57.458) = 48.84 \text{ KN.m}$

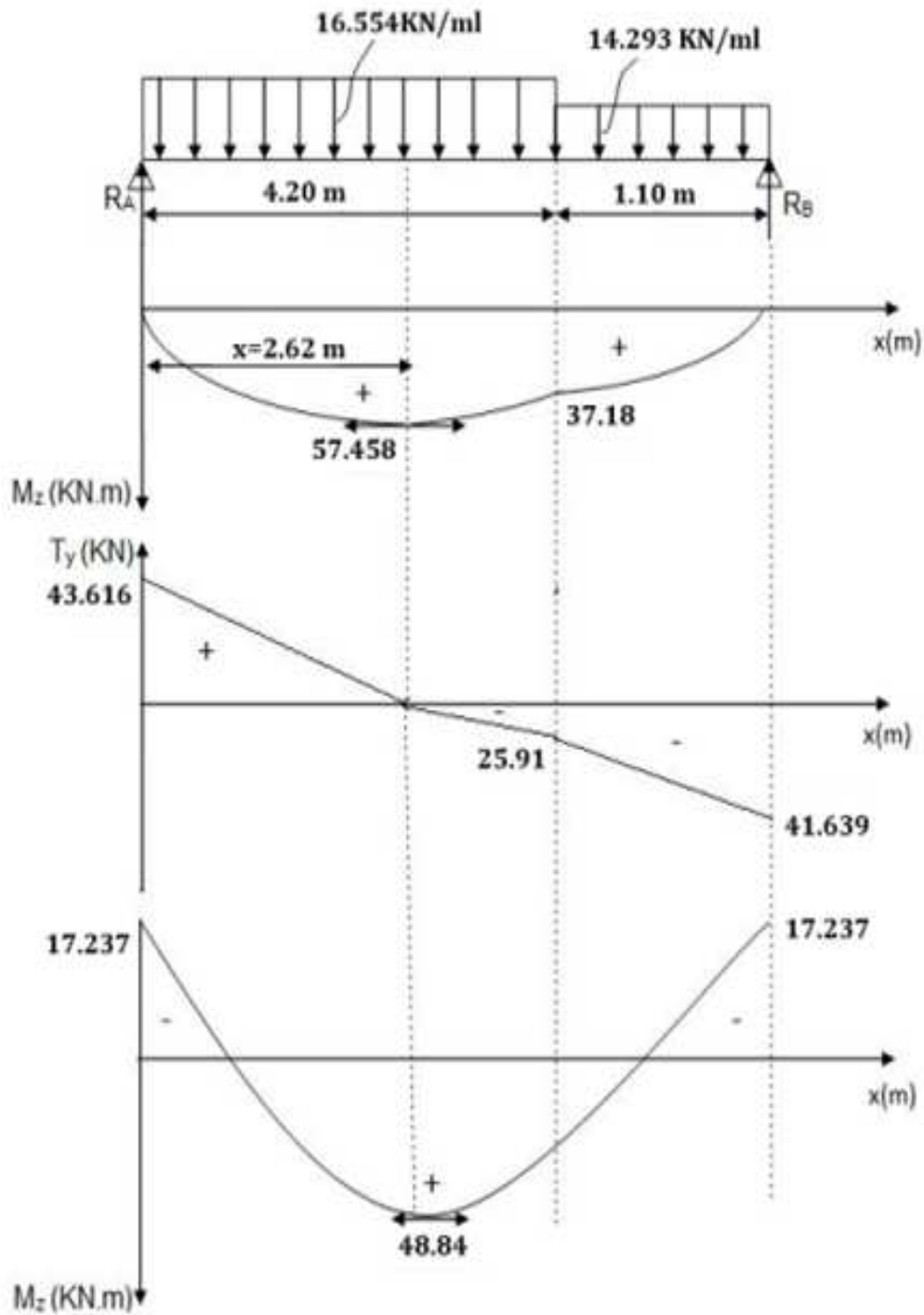


Figure.III.5.6 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

Soit : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

avec $St = 25\text{cm}$

III.5.1.1.5 Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité :(Art A. 4. 2,1/BAEL91)

-Armatures longitudinales :

$$A_{min} \geq 0.23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 23 \times 100 \frac{2.1}{400} = 2.777 \text{ cm}^2$$

-En travée :

$A_{st} = 6.79\text{cm}^2 > 2.777 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

-Aux appuis :

$A_{sa} = 3.14\text{cm}^2 > 2.777\text{cm}^2$Condition vérifiée.

Espacement des barres :(BAEL91 :Art A.8.2, 42)

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

- Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad S_{t \max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis :

Appui A : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Appui B : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

En travée : $St = 16\text{cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

- Armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times h, 45\text{cm}\}.$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm}$Condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm}$Condition vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91/modifiées99 : Art A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma b}$$

τ_u :La contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{43.616}{23 \times 100} = 0.019 \leq \tau_u = \frac{0,07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

❖ Influence sur le béton

$$T_{umax} \leq T^- u = \frac{0.4 f_c 28 \cdot 0.9 b d}{\gamma_s}$$

$$T_{umax} = 43.616 \text{ KN} \leq T^- u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 100 \times 23}{1.5} = 1380 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

T_{umax} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

❖ Influence sur l'acier:

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} (T_{max} + \frac{M_a}{0.9 d})$$

$$A = 3.14 \geq \frac{1.15}{40} (43.616 + \frac{-17.237}{0.9 \times 23}) = 1.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

T_{umax} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui.

Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\overline{\tau_{se}} \geq \tau_{se}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 d \sum U_i}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \pi \emptyset = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Psi_s = 1.5$: Pour les aciers de haute adhérence

U_i : Périmètre utile de la barre <<i>>.

$$\tau_{se} = \frac{43.616 \times 1000}{0.9 \times 230 \times 226.08} = 0.93 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.9 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

Longueur de scellement :(BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

Sur la longueur d'ancrage L_s , la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

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

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm}$$

On prend $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.5.1.1.6 Calcul à l'ELS

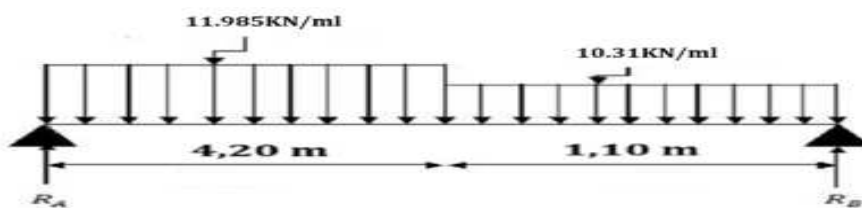


Figure III.5.7 : Schéma statique (ELS)

Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.985 \times 4.2) + (10.31 \times 1.1) + 10.374$$

$$= 72.052 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 72.052 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0$$

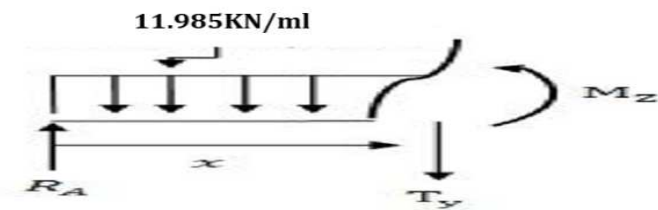
$$\Rightarrow R_B \times 5.3 + [11.985 \times 4.2 \times 2.1] + [10.31 \times 1.1 \times 4.75] + 10.374 \times 5.3 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 40.483 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 31.569 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 4.2\text{m}$



$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -11.985 \times \frac{x^2}{2} + 31.569 x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

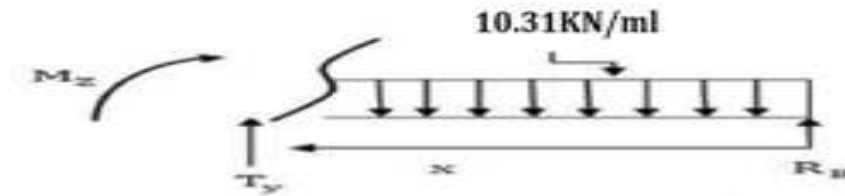
$$X = 4.2 \text{ m} \rightarrow M(4.2) = 26.882 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow T = -11.985x + 31.569$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 31.569 \text{ KN.}$$

$$X=4.2 \text{ m} \rightarrow T(4.2) = -18.768 \text{ KN}$$

2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1.1\text{m}$



$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -10.31 \times \frac{x^2}{2} - 10.374 x + 40.483x$$

$$X = 0\text{m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

$$X = 1.1\text{m} \rightarrow M(1.1) = \mathbf{28.882 \text{ KN.m}}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 10.31x + 10.374 - 40.483$$

$$X = 0\text{m} \rightarrow T(0) = \mathbf{-30.109 \text{ KN}}$$

$$X = 1.1 \text{ m} \rightarrow T(1.1) = \mathbf{-18.768 \text{ KN}}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

$$\Rightarrow -11.985x + 31.569 = 0 \Rightarrow \mathbf{x = 2.63 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(2.62) = \mathbf{41.577 \text{ KN.m}} \quad M_{\max} = \mathbf{41.577 \text{ KN.m}}$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{Sa} = (-0.3) M_u \max = (-0.3) \times (41.577) = -12.473 \text{ KN. m}$$

$$M_{Sb} = -12.473 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_s \text{ travée} = (0.85) M_u \max = (0.85) \times (41.577) = 35.34 \text{ KN.m}$$

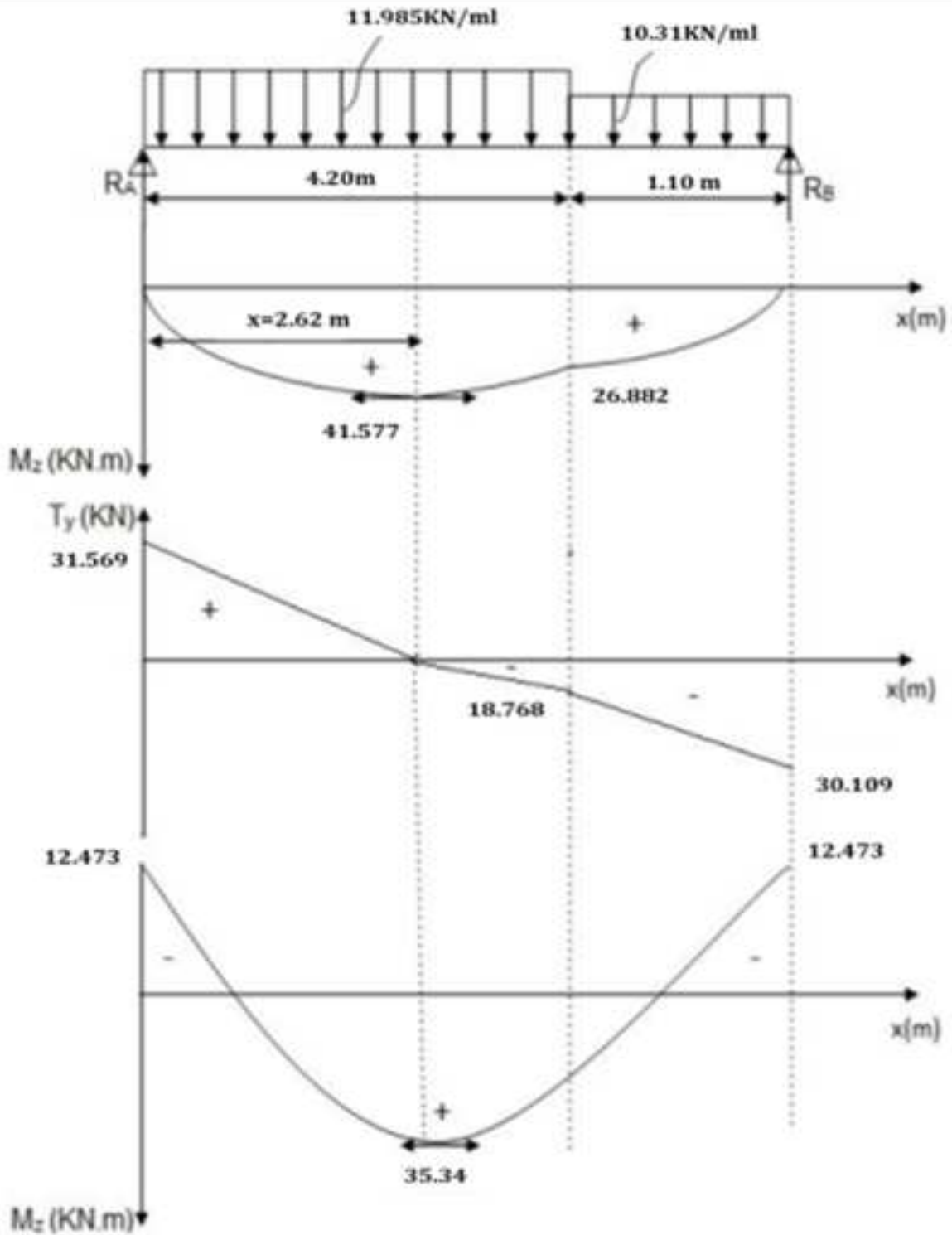


Figure.III.5.8 : Diagramme des efforts interne a l'ELS

III.5.1.2 Vérification à l'ELS :

III.5.1.2.1 État limite de résistance du béton à la compression: (BAEL91:Art A.4.5,2)

• Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Aux Appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137 \quad \beta = 0.939 \quad K_1 = 66.97$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{12473 \times 103}{3.14 \times 0.939 \times 23} = 183.927 \text{MPa} \leq 348 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{183.927}{66.97} = 2.75 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{183.927}{66.97} = 2.75 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b)-En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 6.97}{100 \times 23} = 0.303 \quad \beta = 0.9131 \quad K_1 = 42.504$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{35.34 \times 103}{6.97 \times 0.9131 \times 23} = 241.428 \text{MPa} \leq 348 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{241.428}{42.504} = 5.68 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.1.2.2 Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

III.5.1.2.3 Vérification la flèche :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{h}{l} = \frac{25}{530} = 0.047 < 0.0625$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} > \frac{4.2}{f_e}$$

Dans notre cas la première condition n'est pas vérifiée

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q t l^4}{E v I f v} < f = \frac{l}{500} = \frac{5300}{500} = 10.6 \text{ mm}$$

Ev: Module de déformation différé

$$l = 530 \text{ cm.} \quad E v = 3700^3 \sqrt{f} 28 = 10818.9 \text{ MPA} \quad q t = 11.985 \text{ KN/m}$$

$$I f v = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda v}$$

$$\rho = \frac{A_a}{b d} = \frac{6.97}{100 \times 23} = 0.003$$

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

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } y_1^3 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \text{ et } y_2 = h - y_1$$

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

B₀ : Surface de la section homogène

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 A_{st} d}{b h + 15 A_{st}} = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6.97 \times 23}{100 \times 25 + 15 \times 6.97} = 12.92 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 25 - 12.92 = 12.08 \text{ cm}$$

$$I_0 = (12.92^3 + 12.08^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.97 (12.08 - 2)^2$$

$$I_0 = 141272.28 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02ft28}{(2 + \frac{3bo}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3) \times 0.003} = 2.8$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75ft28}{4\rho\sigma S + ft28}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times (0.003 \times 241.428) + 2.1}; 0 \right) = (0.264; 0)$$

$$\mu = 0.264$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1.1(141272.28)}{1 + 0.264 \times 2.8} = 89351.14 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 11.985 \times (5300)^4}{384 \times 10818.9 \times 89351.14 \times 10000} = 9.7 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{5300}{500} = 10.6 \text{ mm}$$

Donc $f = 9.7 \text{ mm} < \bar{f} = 10.6 \text{ mm}$

\Rightarrow condition vérifié

Armature de repartition 4HA8/ml, St=25 cm

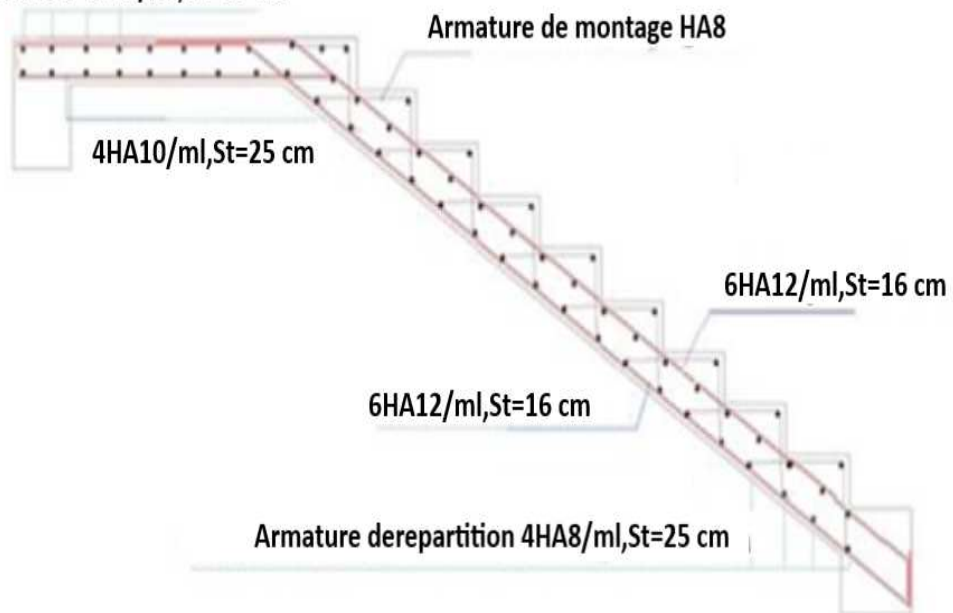


Figure.III.5.9: Ferrailage de la 1ère volée du RDC.

Après avoir procédé au même calcul que la 1^{ère} volée on a conclu le ferrailage suivant

La volée 2 de RDC

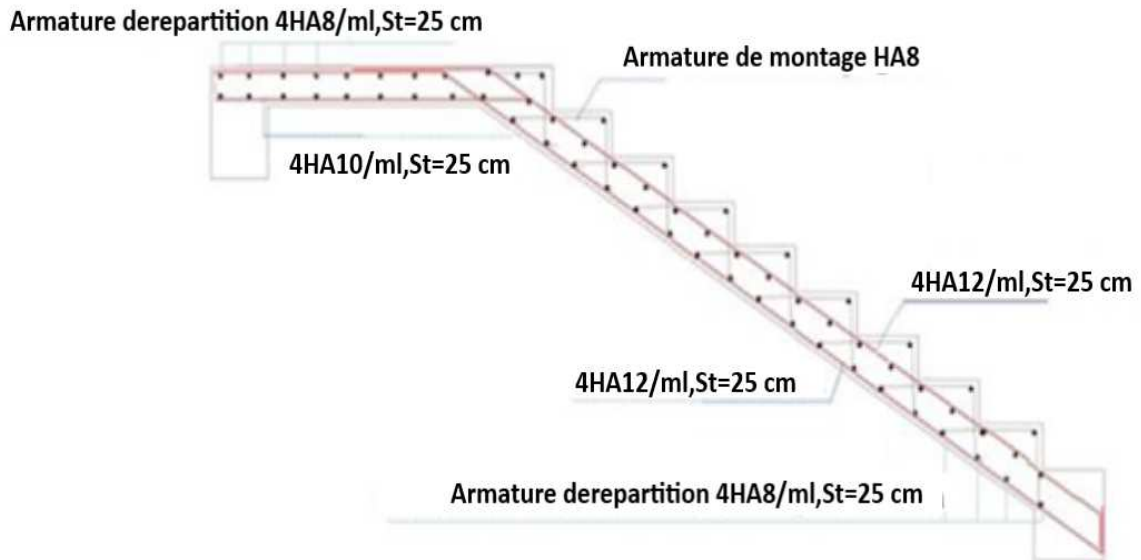


Figure.III.5.10 : Ferrailage de la 2^{ème} volée du RDC.

la volée étage courant

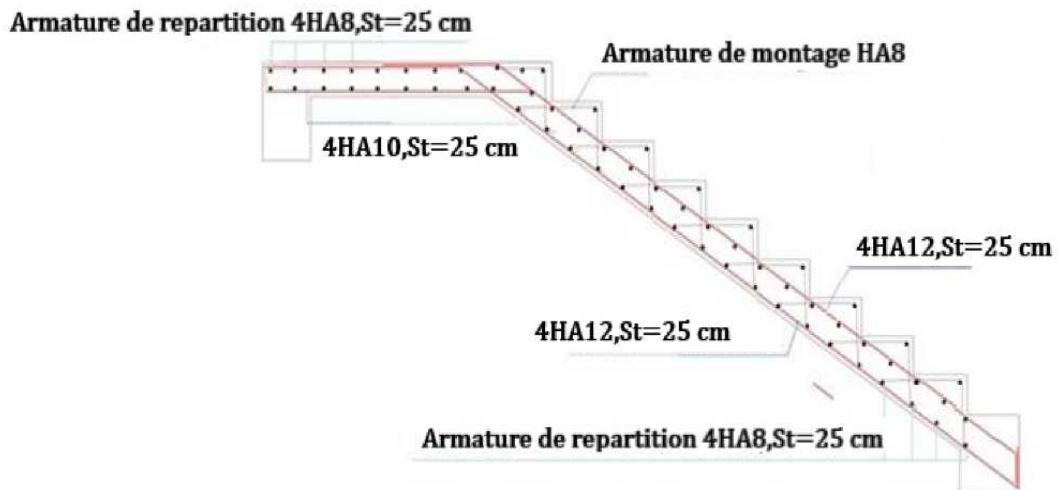


Figure.III.5.11 : Ferrailage de la volée de l'étage courant.

III.6 Calcul de la poutre palière

Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.10m (entre nu d'appuis).

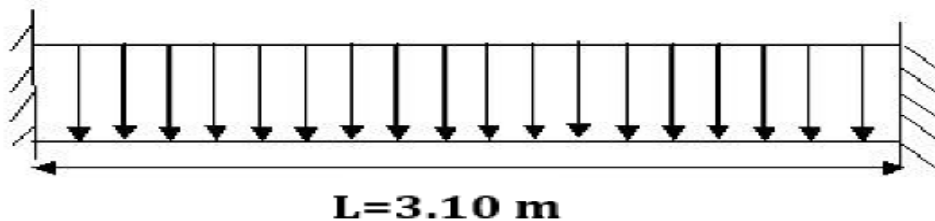


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre palière

.Pré dimensionnement :

Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

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

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max}=310\text{cm} \quad \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10}$$

Donc : $20.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 31 \text{ cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t= 30 \text{ cm}$

Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \text{ D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20 \text{ cm}$

III.6.1.1 Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

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

$ht \geq 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{30}{20}=1.5 \leq 4$ Condition vérifiée.

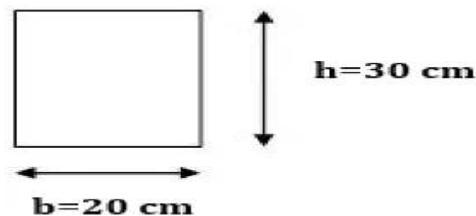


Figure III.6.2: Section de la poutre palière

Donc la poutre palière à pour dimensions : $b \times h = (20 \times 30)$.

Détermination des charges revenant à la poutre de RDC(le cas le plus defavorable) :

- Poids propre de la poutre: $G = 0.2 \times 0.3 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre: $ELUR_U = 41.639 \text{ KN/m}$

$$\text{ELS } R_S = 30.109 \text{ KN/m}$$

III.6.1.2 Calcul à l'ELU:

Calcul des efforts internes:

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 1.5 + 41.639 = 43.139 \text{ kN/ml}$$

Réaction d'appuis :

$$\Sigma F=0 \quad R_A=R_B = \frac{q_u.l}{2}$$

$$R_B= R_A= \mathbf{66.865KN}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{43.139 \times 3.12}{8} = 51.82 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B = 66.865 \text{ KN}$$

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

$$M_{ua} = -0.3M_u = \mathbf{-15.546KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_u = \mathbf{44.047KN.m}$$

Les résultats sont sur le diagramme suivant:

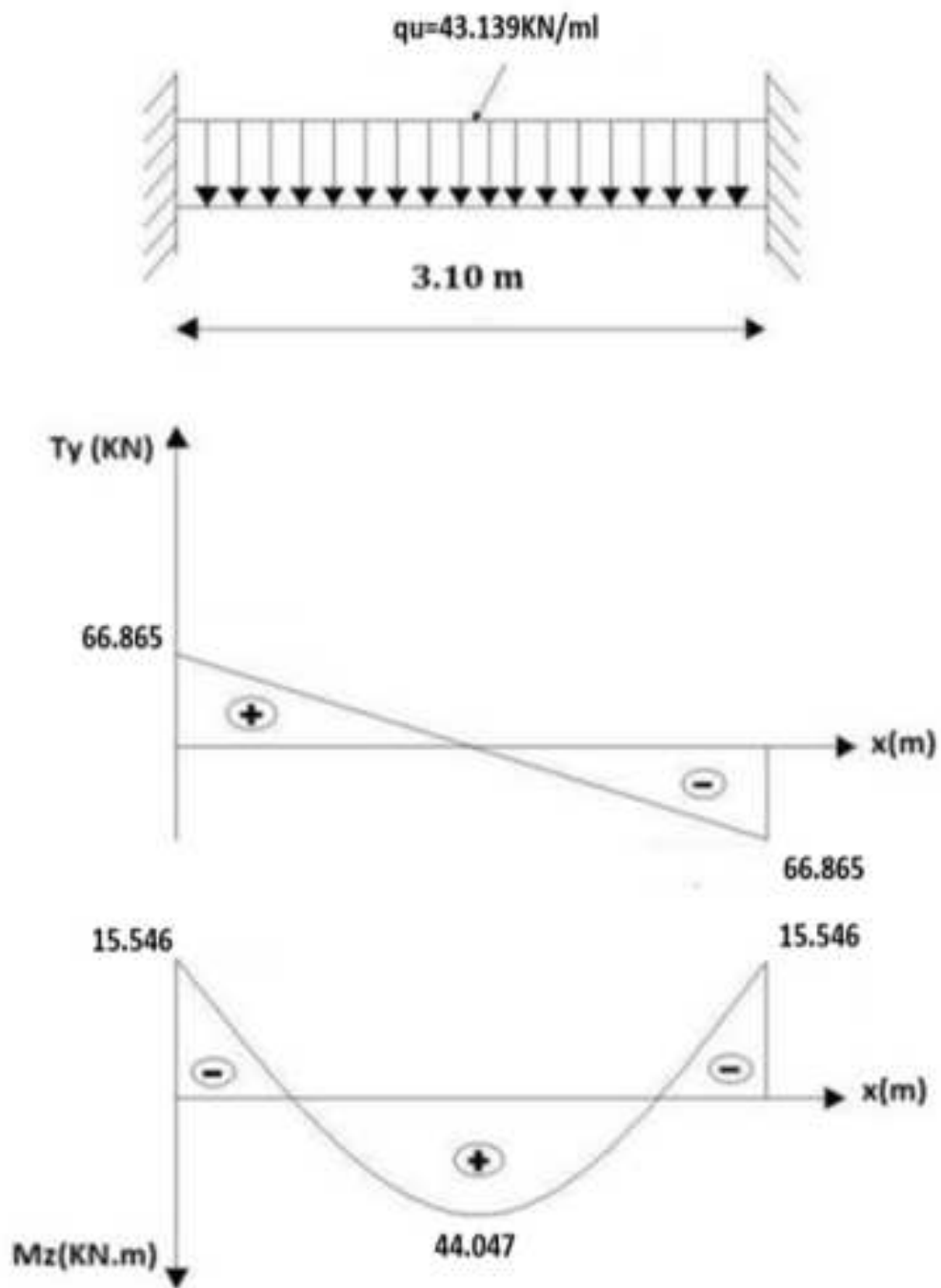


Figure III.6.6 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

Calcul des armatures:

En travée:

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{44.047 \times 1000}{20 \times 28 \times 28 \times 14.2} = 0.198 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.889$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{44.047 \times 100}{0.889 \times 28 \times 34.8} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA16 = 6.03 cm²**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.546 \times 1000}{20 \times 28 \times 28 \times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.9965$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.546 \times 100}{0.9965 \times 28 \times 34.8} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA10 = 2.36 cm²**

III.6.1.3 Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité :

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \text{ bd} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ Mpa}$$

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$A_s > A_{min} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée..

Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21) :

On a : $T_{max} = 66.865 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{66.865 \times 103}{280 \times 200} = 1.19 \text{ Mpa}$$

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

$\tau_u = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier99 ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d\Sigma u_i}$$

avec : $\Sigma u_i = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.584 \text{ cm}$

$$V_{u(\max)} = R_A = R_B = 73.359 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{66.865 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 175.84} = 1.51 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6\Psi_2 f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.383 \text{ cm} \quad \mathbf{L_s = 50 \text{ cm}}$$

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

$$L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

III.6.1.3.1 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

Influence sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_c \times 28 \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 200 \times 10^{-3}}{1.5} = 336 \text{ KN}$$

$T_{\text{max}} = 66.865 \text{ KN} < 336 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Influence sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_{\text{max}}}{\sigma_{\text{st}}} = \frac{66.865 \times 1000}{348} = 192.14 \text{ mm}^2$

$A_{\text{adoptée}} = 3.08 \text{ cm}^2 > 1.92 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

III.6.1.3.2 Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0.85 \text{ cm}$$

$\phi_l = 1.4 \text{ cm}$ On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$\frac{b}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$ Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

III.6.1.3.3 Espacement des armatures transversales S_t :

Les espacements seront donnés comme suit :

• Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura:

$$S_{ti} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{ti} \leq \min (25.2; 40 \text{ cm}) \quad S_{t1} = 25.2 \text{ cm}$$

• D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones

la zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi \right)$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $S_t \leq \min (7.5 ; 16.8) \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$. (Zone nodale)

$$St = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)}$$

Vérification des armatures transversales :

$$A_{t\min} = 0.003 \times St \times b \leq At$$

$$A_{t\min} = 0.003 \times 7 \times 20 = 0.42 \text{ cm}^2 < 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 < 1.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III. 6. 1. 4 Calcul à l'ELS :

III.6.1.4.1 Combinaison de charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.5 + 30.109 = 31.609 \text{ KN/ml}$$

Réaction d'appuis :

$$\Sigma F = 0 \quad R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = 48.993 \text{ KN}$$

III.6.1.4.2 Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{31.609 \times 3.12}{8} = 37.97 \text{ KN.m}$$

III.6.1.4.3 Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B = 48.993 \text{ KN}$$

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

$$M_{sa} = -0.3M_u = - 11.391 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_u = 32.274 \text{ KN.m}$$

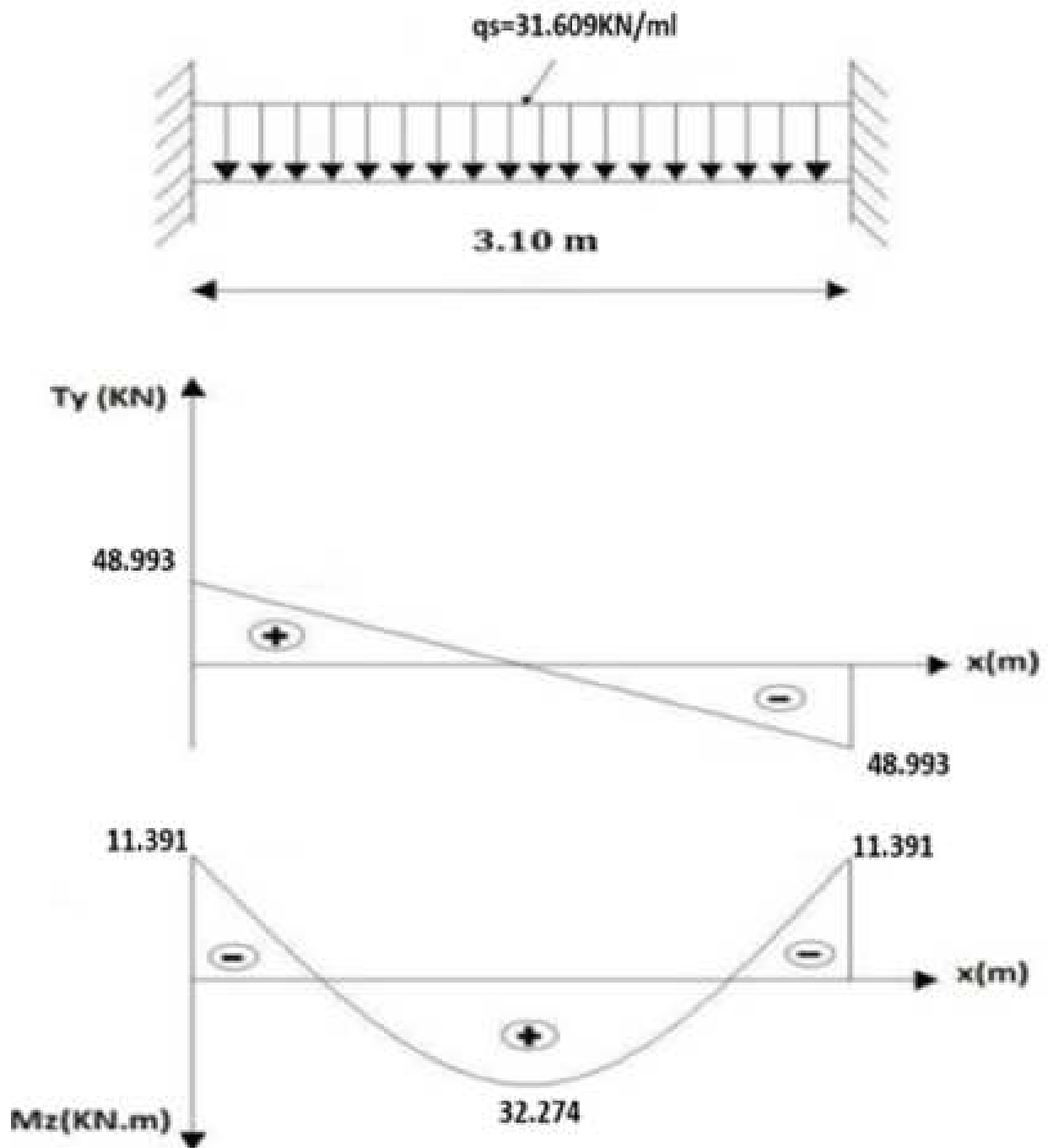


Figure III.6.7 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

III.6.1.5 Vérification à ELS:

Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 3.08}{20 \times 28} = 0.55 \quad \rightarrow \beta = 0.889 \quad K_1 = 30.04$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{A \times \beta \times d} = \frac{11.391 \times 10^3}{3.08 \times 0.889 \times 28} = 148.576 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{148.576}{30.04} = 4.95 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.16}{20 \times 28} = 1.1 \quad \rightarrow \beta = 0.8555 \quad K_1 = 19.68$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{A \times \beta \times d} = \frac{32.274 \times 10^3}{6.16 \times 0.8555 \times 28} = 218.722 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{218.722}{19.68} = 11.11 \text{ Pa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

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

Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire

de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \frac{h}{l} > \frac{M_s}{10 M_0} \quad \frac{A_{st}}{b d} < \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

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

$$L=310 \text{ cm}$$

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

$$d= 28 \text{ cm}$$

$$M_s = 32.274\text{KN.m (moment en travée à l'ELS)}$$

$$M_0 = 37.97\text{KN.m (moment isostatique à l'ELS)}$$

$$A = 6.16 \text{ cm}^2 \text{ (section d'armatures en travée)}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow 0.0967 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow 0.0967 > 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.011 < 0.015 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion:

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

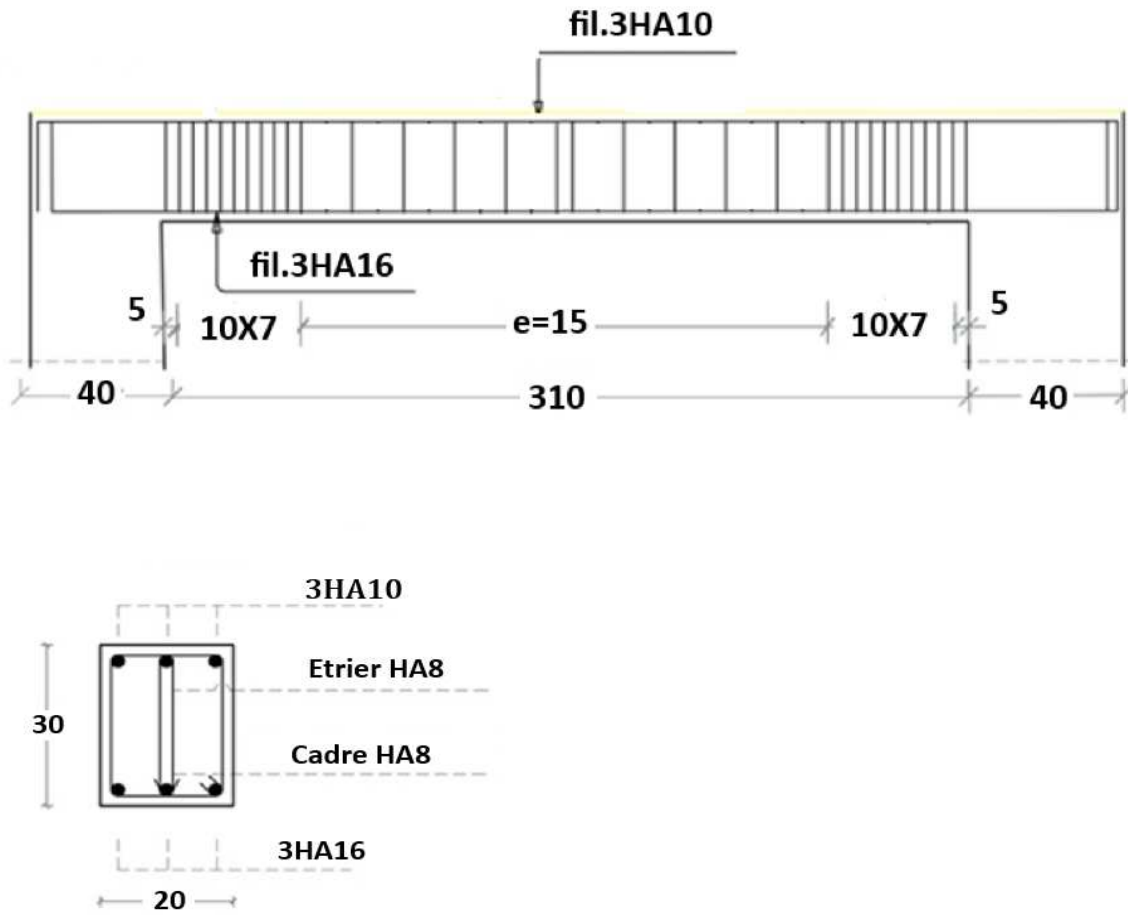


Figure III6.7:ferraillage poutre palière du RDC.

III.7 L'ASCENSSEUR

Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Se déplaçant le long de guides inclinés dont l'angle avec la verticale n'excède pas 15° . La classe de l'ascenseur est définie selon DTU. 75.1 types 1, étant la Classe 1 : destinés au transport des personnes.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

Charge et surcharge de la dalle :

La dalle reprend les charges suivantes :

- Charge répartie dû à son poids propre G.
- Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Charge concentrée P qui représente la charge totale transmise par le système de levage et la combinaison chargée est de 9 tonnes , notons que le nombre de personnes transportées est de 8.

Dimensionnement de la dalle :

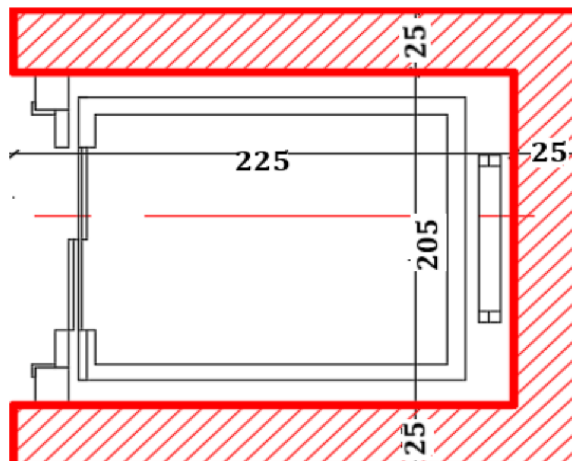


Figure III.7.1 : Cage d'ascenseur.

La dalle est appuyée sur leur pourtour avec : ($L_x = 2.30 \text{ m}$) ; ($L_y = 2.375 \text{ m}$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.30}{2.375} = 0.97 > 0.4 \quad (\text{La dalle travaille dans les deux directions.})$$

L'épaisseur minimale exigée par les règles est $e_{p_{\min}} = 12 \text{ cm}$, donc on adopte une épaisseur de $h_d = 15 \text{ cm}$.

Charge permanente : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien) : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

III.7.1.1.1 Combinaison des charges de la dalle :

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ kN/m}^2 \quad q_u = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = 3.75 + 1 = 3.75 \text{ kN/m}^2 \quad q_s = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

Moments fléchissant agissants sur la dalle :

Sous la charge répartie : D'après C.B.A.93 :

Avec : ($L_x = 2.30 \text{ m}$) ; ($L_y = 2.375 \text{ m}$) ; ($q_u = 6.56 \text{ KN/m}^2$) ; ($q_s = 3.75 \text{ KN/m}^2$)

E.L.U :

$$\alpha = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0.0393 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.934$$

$$M_{xu}' = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2 \rightarrow M_{xu}' = 0.0393 \times 6.56 \times (2.30)^2 \rightarrow M_{xu}' = 1.364 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu}' = \mu_y \times M_{xu}' \rightarrow M_{yu}' = 0.934 \times 1.364 \rightarrow M_{yu}' = 1.273 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$\alpha = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0.0467 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.954$$

$$M_{xs}' = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2 \rightarrow M_{xs}' = 0.0467 \times 3.75 \times (2.30)^2 \rightarrow M_{xs}' = 0.779 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys}' = \mu_y \times M_{xs}' \rightarrow M_{ys}' = 0.954 \times 0.779 \rightarrow M_{ys}' = 0.728 \text{ KN.m}$$

Sous la charge concentrée :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

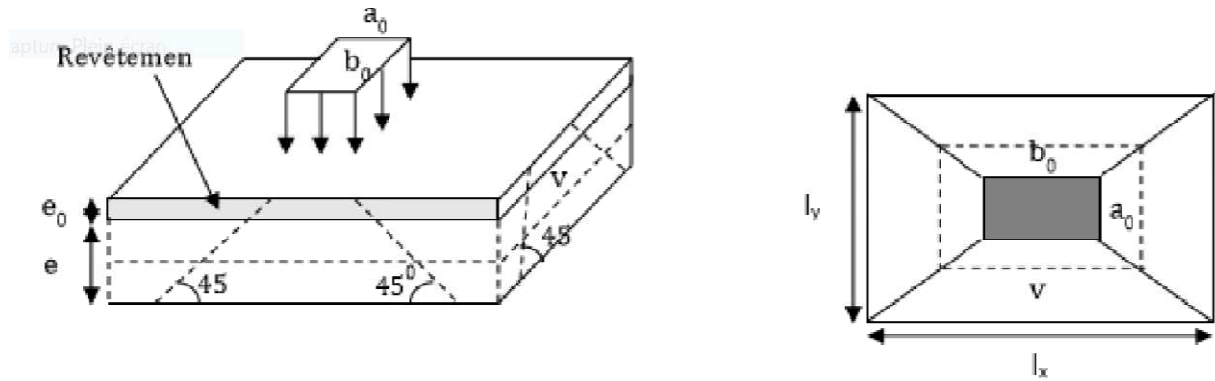


Figure III.7.2 : Zone d'impact.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8)$ m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

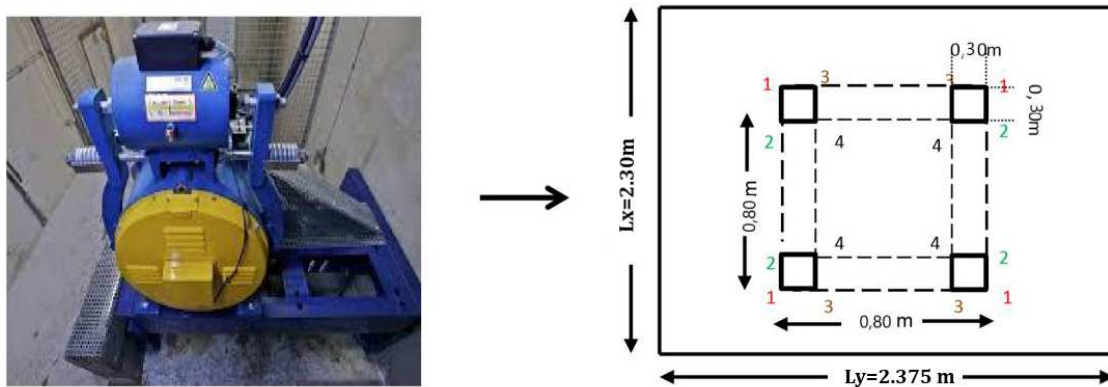


Figure III.7.3: Dimensions de la charge concentrée

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4) La valeur du moment fléchissant devient :

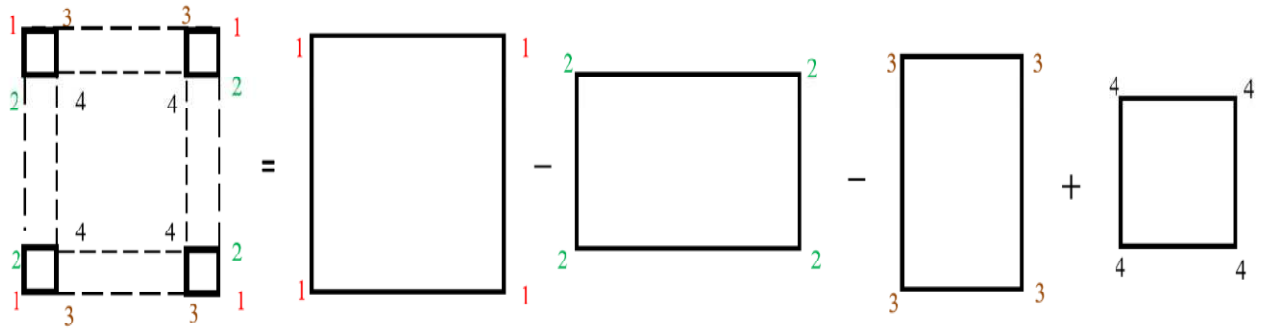


Figure III.74: La valeur du moment fléchissant.

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \quad \text{et} \quad M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

On prend le calcul du panneau (1-1), car est le plus défavorable :

ξ - Coefficient qui dépend du type de revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton ($\xi=1$)

$a_0, U \rightarrow$ dimension parallèle à L_x

$b_0, V \rightarrow$ dimension parallèle à L_y

h - hauteur du revêtement

h_d - hauteur de la dalle

$$U = a_0 + h_d + 2\xi h \rightarrow U = 80 + 15 + 2 \times 5 = 112 \rightarrow U = 105 \text{ cm}$$

$$V = b_0 + h_d + 2\xi h \rightarrow V = 80 + 15 + 2 \times 5 = 112 \rightarrow V = 105 \text{ cm}$$

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle

III.7.1.2 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage (méthode

BAEL91):

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_U$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P_U$$

Avec : M_1, M_2 coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD en fonction des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.12}{2.30} = 0.49 \rightarrow M_1 = 0.115$$

$$\frac{U}{L_y} = \frac{1.12}{2.375} = 0.47 \rightarrow M_2 = 0.24$$

E.L.U: v=0

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_x = (M_1 + vM_2) P_u = 0.115 \times 121.5 = 13.973 \text{ KN.m}$$

$$M_y = (M_2 + vM_1) P_u = 0.24 \times 121.5 = 29.16 \text{ KN.m}$$

E.L.S: v=0.2

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

$$M_x = (M_1 + vM_2) P_s = (0.115 + 0.2 \times 0.24) \times 90 = 14.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = (M_2 + vM_1) P_s = (0.24 + 0.2 \times 0.115) \times 90 = 25.92 \text{ KN.m}$$

III.7.1.3 Superposition des moments fléchissant :

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on doit faire une superposition des moments :

E.L.U :

$$M_{xu} = M_{xu}' + M_{xu} = 1.364 + 13.973 = 15.337 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu}' + M_{yu} = 1.273 + 29.16 = 30.433 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_{xs} = M_{xs}' + M_{xs} = 0.779 + 14.67 = 15.449 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys}' + M_{ys} = 0.728 + 25.92 = 26.648 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés, de 15 % en travée et de 70 % en appuis.

E.L.U :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 15.337 = 13.036 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 30.433 = 25.868 \text{ KN.m}$$

En appui:

$$M_{ax}=0,3 \times M_x = 0,3 \times 15.449 = 4.635 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}=0,3 \times M_y = 0,3 \times 26.648 = 7.994 \text{ KN.m}$$

E.L.S:

En travée:

$$M_{tx}=0,85 \times M_x = 0,85 \times 15.449 = 13.131 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0,85 \times M_y = 0,85 \times 26.648 = 22.651 \text{ KN.m}$$

En appui:

$$M_{ax}=0,3 \times M_x = 0,3 \times 15.449 = 4.635 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}=0,3 \times M_y = 0,3 \times 26.648 = 7.994 \text{ KN.m}$$

III.7.1.4 Calcul du ferrailage:

D'après le C.B.A.93 : Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures. Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur :

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de dalle doit satisfaire la condition de non fragilité

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$f_c = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \rightarrow A_{smin} = 0,23 \cdot 100 \cdot 20 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,39 \text{ cm}^2$$

E.L.U:

En travée (sens x-x) :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12288}{100 \cdot 19,82 \cdot 14,2} = 0,022 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, donc; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.027 = 0.989$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta_{dos}} = \frac{1228.8}{0.989 \times 19.8 \times 34.8} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec l'espacement : $e = 25 \text{ cm}$

En travée (sens y-y) :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{19825}{100.19.82.14,2} = 0.036 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A.}$$

Donc/ les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.046 = 0.982$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta_{dos}} = \frac{1982.5}{0.982 \times 19.8 \times 34.8} = 2.93 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec l'espacement : $e = 25 \text{ cm}$

En appui (sens x-x) :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{3677}{100.19.82.14,2} = 0.0066 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0066}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.008 = 0.997$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{367.7}{0.997 \times 19.8 \times 34.8} = 0.54 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Choix : **Asa = 4T10 = 3.14 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 25cm**

En appui (sens y-y) :

$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d \cdot 2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{699.7}{100 \cdot 19.8 \cdot 2 \cdot 14.2} = 0.0125 < 0.392$ (Acier FeE400) → pivot A, donc; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0125}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{699.7}{0.994 \times 19.8 \times 34.8} = 1.02 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Choix : **Asa = 4T10 = 3.14 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 25cm**

E.L.S :

D'après (C.B.A.93) : Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{sadm} \quad \sigma_b \leq \sigma_{badm}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec: (b = 1 m) ; (h = 0.15 m) ; (d = 0.033 m) ; (d' = 0.015 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 1.6)

En travée (sens x-x) :

Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2}y^2 + 15A's(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$

($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3.14 (y - 1.5) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2.64 \text{ cm.}$$

$$D = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471$$

$$E = 2 \times d \times D = 31.086$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A'_s : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficients d'équivalence

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A'_s(y - c')^2 + n A_s(d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} 2.64^3 + 15 \times 3.14 (3.3 - 2.64)^2 \rightarrow \mathbf{I = 940.504 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{10336 \times 1000}{940.504 \times 10000} \times 2.64 = 2.90 \text{ MPa}$$

En travée (sens y-y) :

Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2}y^2 + 15A's(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$

($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3.14 (y - 1.5) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2.64 \text{ cm.}$$

$$D = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471$$

$$E = 2 \times d \times D = 31.086$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficients d'équivalence

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A's(y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$I = \frac{100}{3} 2.64^3 + 15 \times 3.14 (3.3 - 2.64)^2 \rightarrow \mathbf{I = 940.504 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{15548 \times 1000}{940.504 \times 10000} \times 2.64 = 4.364 \text{ MPa}$$

En appui (sens x-x) :

Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2}y^2 + 15A's(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$

(A_{sc} = 0) ; A_{st} = **4T10 = 3.14 cm²/ml**

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3.14 (y - 1.5) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2.64 \text{ cm.}$$

$$D = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471$$

$$E = 2 \times d \times D = 31.086$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficients d'équivalence

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A's(y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$I = \frac{100}{3} 2.64^3 + 15 \times 3.14 (3.3 - 2.64)^2 \rightarrow \mathbf{I = 940.504 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{3648 \times 1000}{940.504 \times 10000} \times 2.64 = 1.024 \text{ MPa}$$

En appui (sens y-y) :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2}y^2 + 15A's(y - c') - 15As(d - y) = 0$

($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3.14 (y - 1.5) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2.64 \text{ cm.}$$

$$D = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.471$$

$$E = 2 \times d \times D = 31.086$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A'_s : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficients d'équivalence

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A'_s(y-c')^2 + n As(d-y)^2$

$$I = \frac{100}{3} 2.64^3 + 15 \times 3.14 (3.3 - 2.64)^2 \rightarrow I = 940.504 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{5488 \times 1000}{940.504 \times 10000} \times 2.64 = 1.540 \text{ MPa}$$

		Travée	Appui		
	Sens	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b < \sigma_s$
E.L. S	x-x	2.47	0.87	15	CV
	y-y	3.72	1.31	15	CV

Tableau III.7.1 : Les contraintes dans le béton.

III.7.1.4.1 Vérification à L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = \frac{P.L_x.L_y}{2.L_y + L_x} = \frac{90 \times 2.3 \times 2.375}{2 \times 2.375 + 2.3} = 99.096 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{99096}{1000 \times 198} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1.16 \text{ MPa.}$$

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucune armature transversale si :

La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.....Condition vérifiée

La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$Condition vérifiée

Condition de non poinçonnement :(B.A.E. L 91/Art : A.5.2.42) :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

La charge totale ultime de la machine est de (90 KN)

$$\text{La charge appliquée sur chaque appui est : } Q_u = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ KN}$$

D'après le CBA93, les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

H : hauteur de la dalle

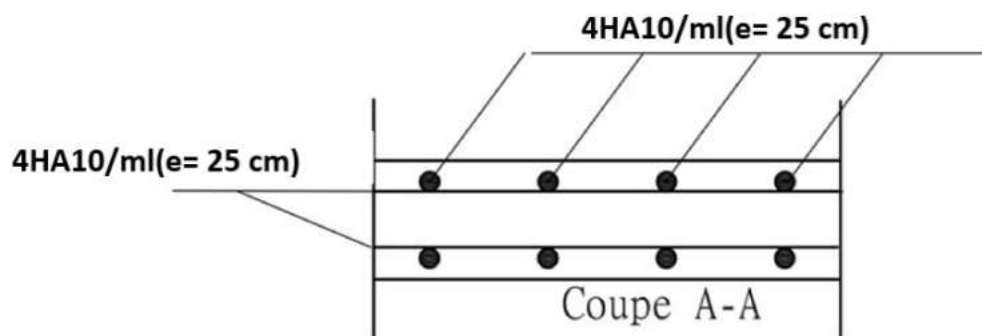
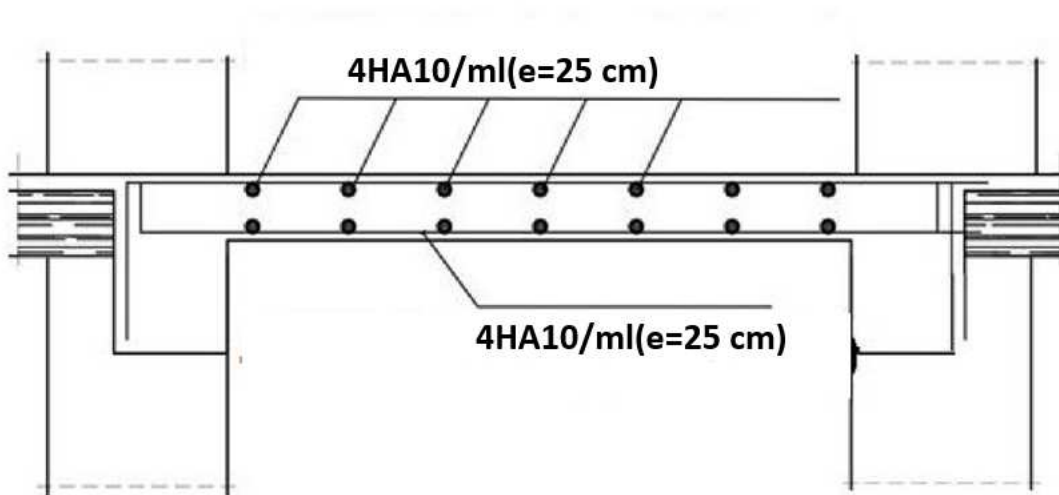
μ_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$\mu_c = 2 \times (U+V) = 448 \text{ cm}$$

$$22.5 \text{ KN} < 0,045 \times 4,48 \times 0,22 \times \frac{25000}{1,5} = 739.2 \text{ KN}$$

$$Q_u = 12.05 \text{ KN} \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 739.2 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

III.7.1.4.2 Ferrailage salle machine :



IV. Chapitre IV Modélisation

IV.1 Introduction:

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des

Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'avec d'autres termes: La modélisation est L'objectif

initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherches d'un

mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la

structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité)

de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Description du logiciel ETABS:

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée 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 charpentemétallique.

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.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

1. introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
2. spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
3. spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
4. définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
5. affectation des charges revenant aux éléments,
6. introduction des combinaisons d'actions,
7. affectation des masses sismiques,
8. spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
9. exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.4 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



Figure IV.1 Application ETABS

IV.5. Etapes de modélisation

Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).

On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



Figure IV.1 fenêtre de dialogue

IV.4.1.1 Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et

Déplacements

IV.4.1.2 Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** on sélectionne **New model**

-On clique sur **Default.edb**

Building Plan Grid System and Story Data Definition

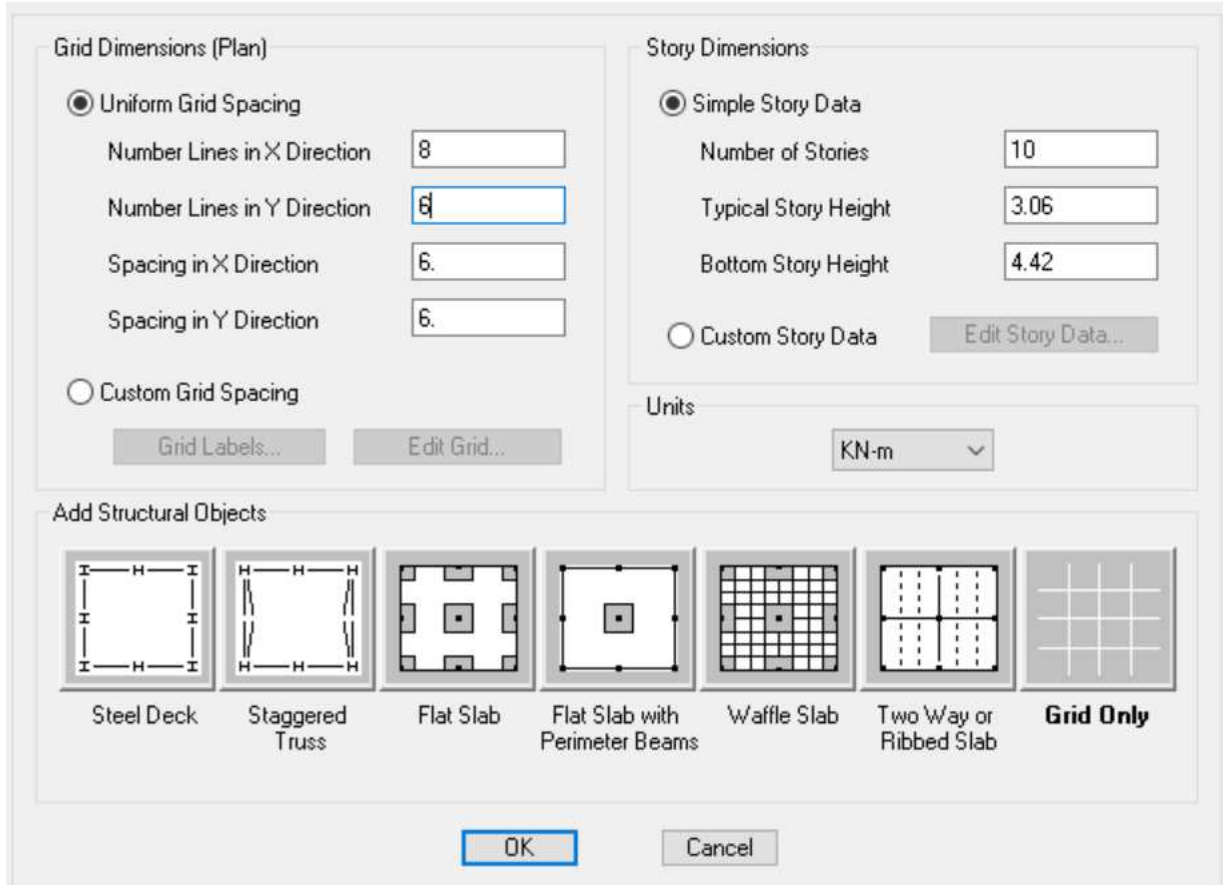


Figure IV.3. Géométrie de base

-Le nombre de portiques suivant x-x

(Dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)

-Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 6 lignes suivant y-y)

-Le nombre des étages. (10 niveaux R+9)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage

-On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Spacing**

On introduit les distances selon x et y → **OK**

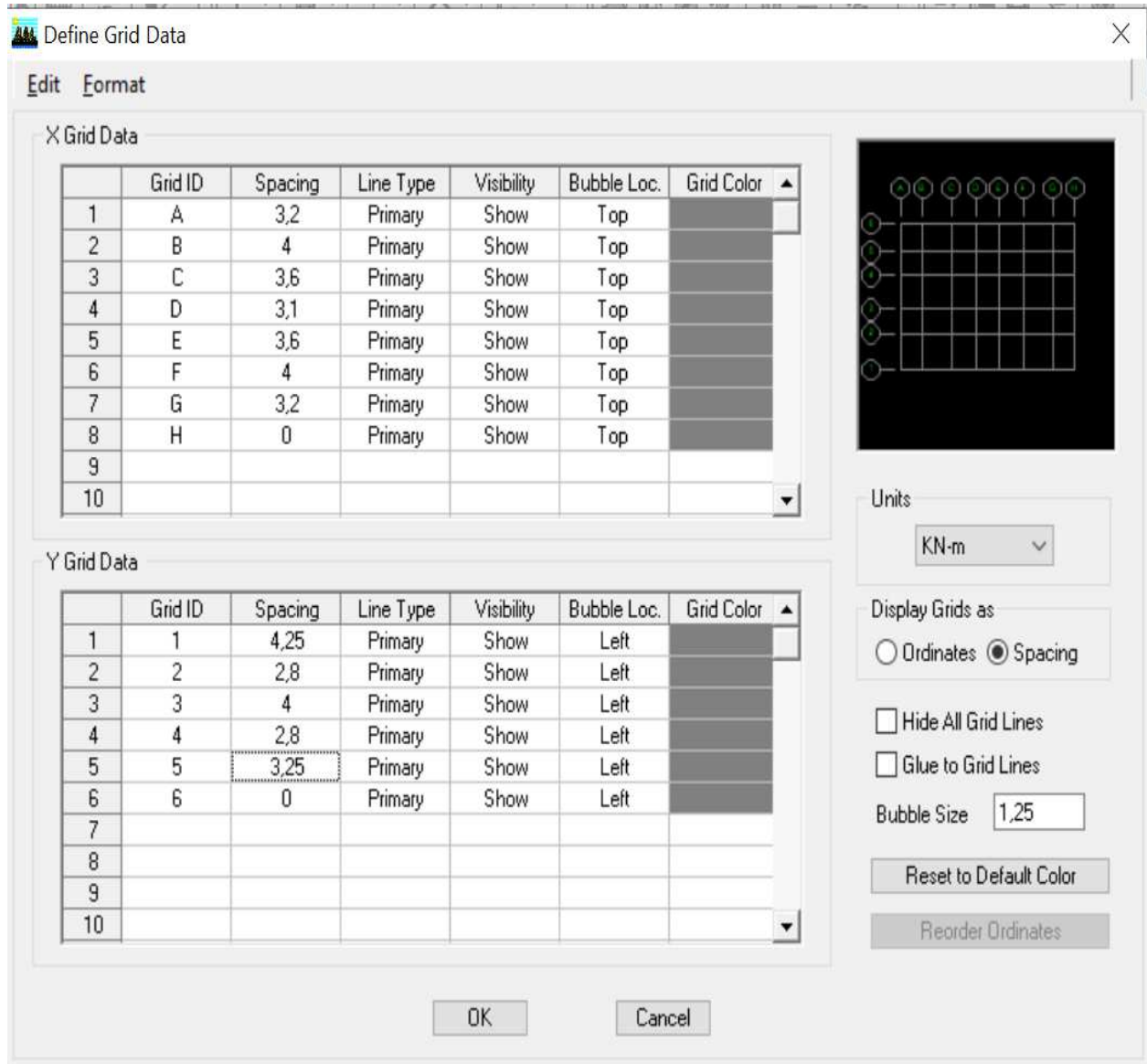


Figure IV.4 Modification des longueurs des trames

-Pour modifié les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story Data**.

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **OK**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	E9	3.06	31.96	Yes		No	0.
10	E8	3.06	28.9	No	E9	No	0.
9	E7	3.06	25.84	Yes		No	0.
8	E6	3.06	22.78	No	E2	No	0.
7	E5	3.06	19.72	No	E2	No	0.
6	E4	3.06	16.66	No	E2	No	0.
5	E3	3.06	13.6	No	E2	No	0.
4	E2	3.06	10.54	Yes		No	0.
3	E1	3.06	7.48	No	RDC	No	0.
2	RDC	4.42	4.42	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Figure IV.5 Modification des longueurs des étages

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**

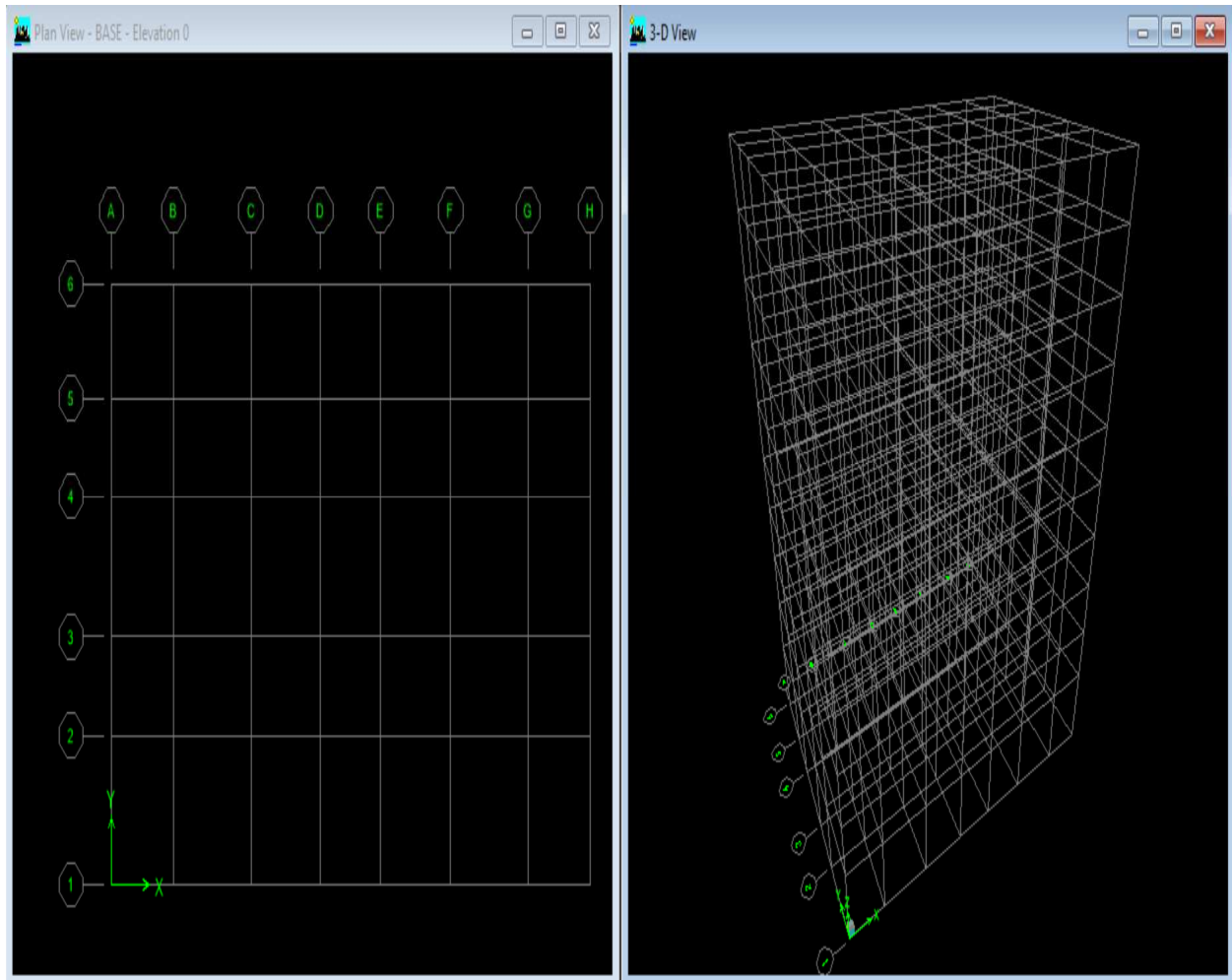



Figure IV.6 Représentation de la structure en 2D et 3D


spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

On clique sur **Define / Materialproperties**  on sélectionne **Conc (béton)** puis on clique


Material Property Data

Material Name	<input type="text" value="BA25"/>	Display Color	<input type="text"/>
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	<input type="text"/>
Analysis Property Data		Design	Concrete ▾
Mass per unit Volume	<input type="text" value="2.5"/>	Design Property Data (EUROCODE 2-1992)	
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25."/>	Charact. Conc Cyl Strength, fck	<input type="text" value="25000."/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200."/>	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	<input type="text" value="400000."/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0"/>	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	<input type="text" value="400000."/>
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9.900E-06"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Modulus	<input type="text" value="16082100."/>	Shear Strength Reduc. Factor	<input type="text"/>
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Material Property Data

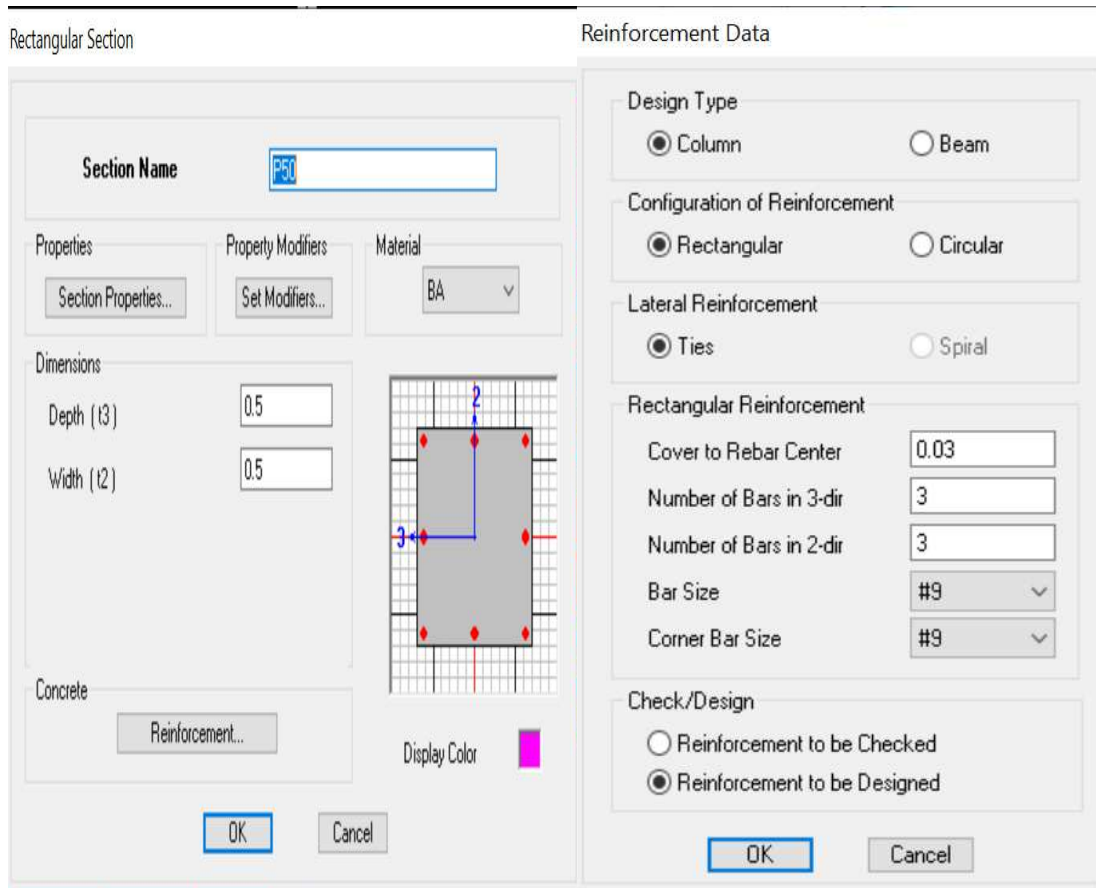
Material Name	CC	Display Color	Color	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Design	Concrete ▾
Analysis Property Data	Mass per unit Volume: 0. Weight per unit Volume: 0. Modulus of Elasticity: 24821128.4 Poisson's Ratio: 0. Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 12410564.2	Design Property Data (EUROCODE 2-1992)	Charact. Conc Cyl Strength, fck: 25000. Bending Reinf. Yield Stress, fyk: 400000. Shear Reinf. Yield Stress, fywk: 400000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: <input type="text"/>	
OK		Cancel		

spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).

On clique sur l'icône  → Icône **properties** on sélection tout on clique sur **deleteproperty**.
cône on clique sur AddRectangular (ajout de section).

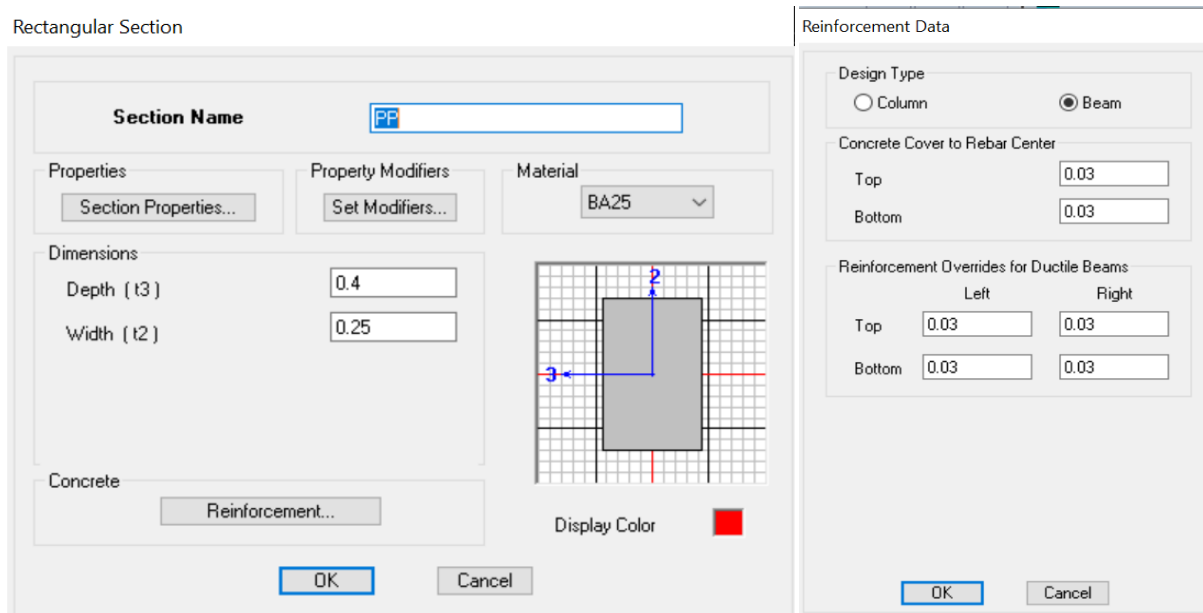
Introduire les dimensions du poteau choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Un clic sur **column** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.03 ok** → **ok**



Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.03** ok → ok




Définition des voiles et dalle plane et planchers :

-Les voiles:

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Wall

et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

Wall/Slab Section


Section Name	<input type="text" value="VOILE"/>	
Material	BA25	
Thickness		
Membrane	<input type="text" value="0.25"/>	
Bending	<input type="text" value="0.25"/>	
Type		
<input type="radio"/> Shell	<input checked="" type="radio"/> Membrane	<input type="radio"/> Plate
<input type="checkbox"/> Thick Plate		
Load Distribution		
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution		
<input type="button" value="Set Modifiers..."/>	Display Color	
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>	

-Les dalles Plaines:


Define →  Wall/slab/deck section → Add New Slab

et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

Wall/Slab Section

Section Name	BALCON	
Material	BA25	
Thickness		
Membrane	0.15	
Bending	0.15	
Type		
<input checked="" type="radio"/> Shell	<input type="radio"/> Membrane	<input type="radio"/> Plate
<input type="checkbox"/> Thick Plate		
Load Distribution		
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution		
Set Modifiers...	Display Color	
OK	Cancel	

-Les planchers:

Define →  Wall/slab/deck section → Add new slab

Et on spécifie le nom de plancher

Deck Section

Section Name

Type

Filled Deck
 Unfilled Deck
 Solid Slab

Geometry

Slab Depth (tc)

Deck Depth (hr)

Rib Width (wr)

Rib Spacing (Sr)

Material

Slab Material

Deck Material

Deck Shear Thick

Composite Deck Studs

Diameter

Height (hs)

Tensile Strength, Fu

Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area

■

Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :

Charges G et Q

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir ;

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge):G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharge d'exploitation : Load Name (Nom de la charge):Q

Type: LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre):**1**

Define → Staticload cases → Dead → modifyload écrire G

Live → modifyload écrire Q

0 → modifyload écrire 1

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Charge dynamique (EX et EY):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) $A=0.15$

Coefficient comportement de la structure (R) : on prend $R=5$

Facteur de qualité (Q) : $Q = 1 + \sum p q = 1.20$

Coefficient d'amortissement(%) = **8.5 %** (Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

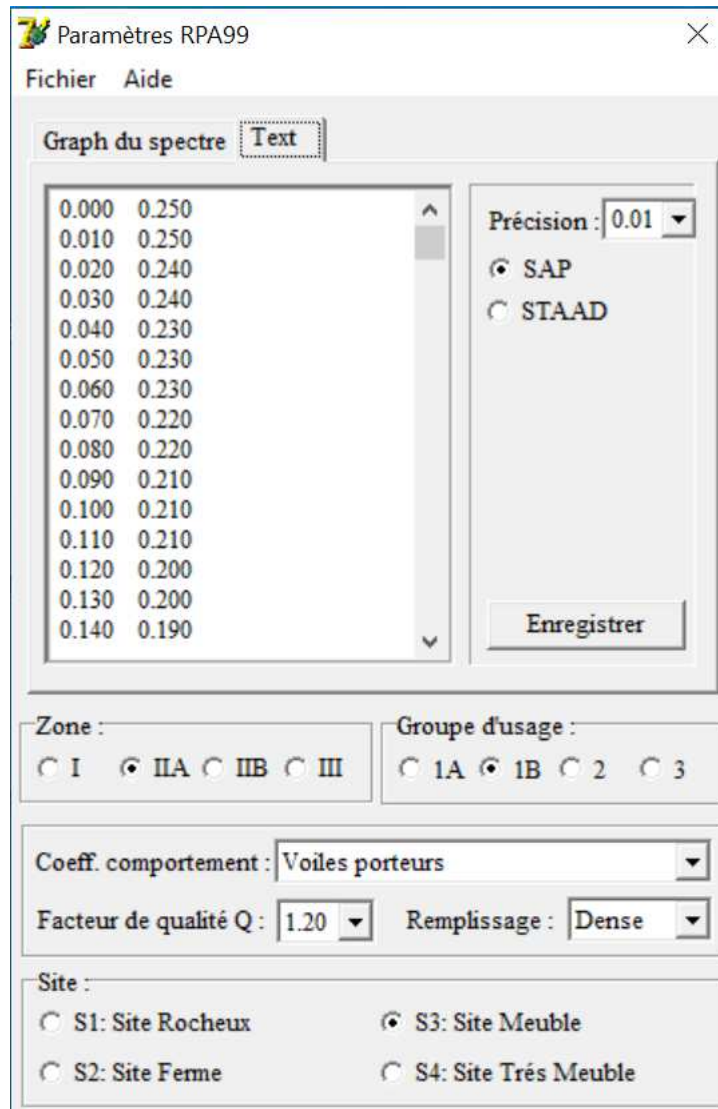


Figure IV.7 Introduction de RPA

Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier → **Nom Enregistré**

Define → **Reponce spectrum function** → **Spectrum from file** et **Add new**

Function Complete le tableau, **Browser** amené le **RPA** déjà enregistré **Display graph** **Covert**

to used defined → **ok**

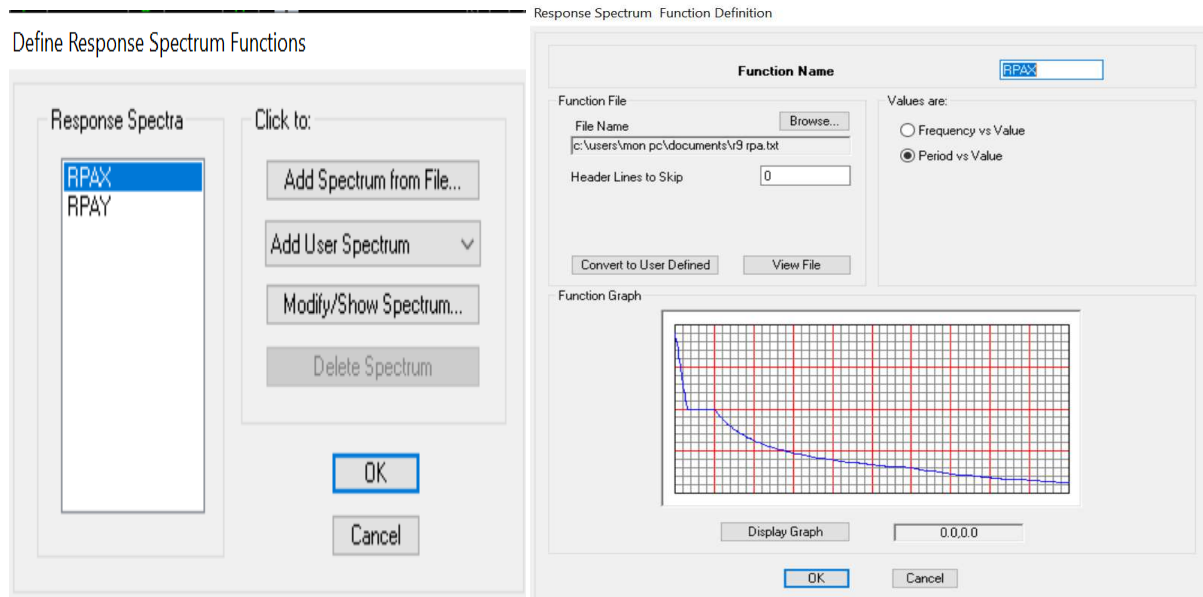


Figure IV.8 introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	10.
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	10.
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Override Diaph. Eccen.

Figure IV.9 Définition du chargement EX et EY (séisme)

Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est comme si la longueur de notre structure dépasse 30m qui est exigé par le

RPA ont vas ajouter l'étude thermique :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$G + Q + Ex$

$G + Q - Ex$

$G + Q + Ey$

$G + Q - Ey$

$0.8G + Ex$

$0.8G - Ex$

$0.8G + Ey$

$0.8G - Ey$

➤ **Combinaisons de poids :**

$W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo → Choisir le nom → définir les

coefficient .

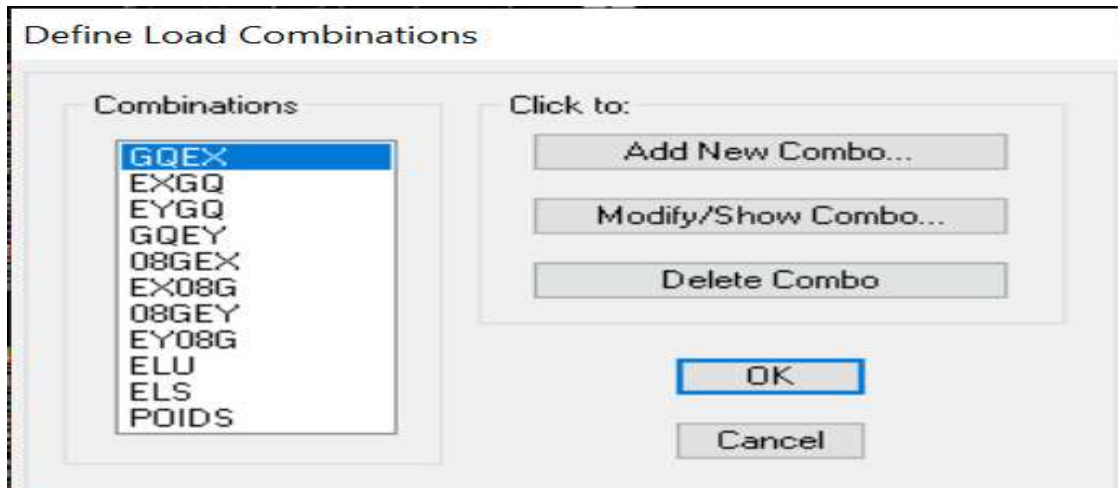


Figure IV.10 combinaisons d'actions

Dessiner les éléments de la structure:

➤ **Dessiner les poteaux :**

Draw → Draw line objects → Create columns in region or at

Clicks (plan) → choisir le nom de Poteau (un simple clic sur le point et le Poteau sera dessiner)

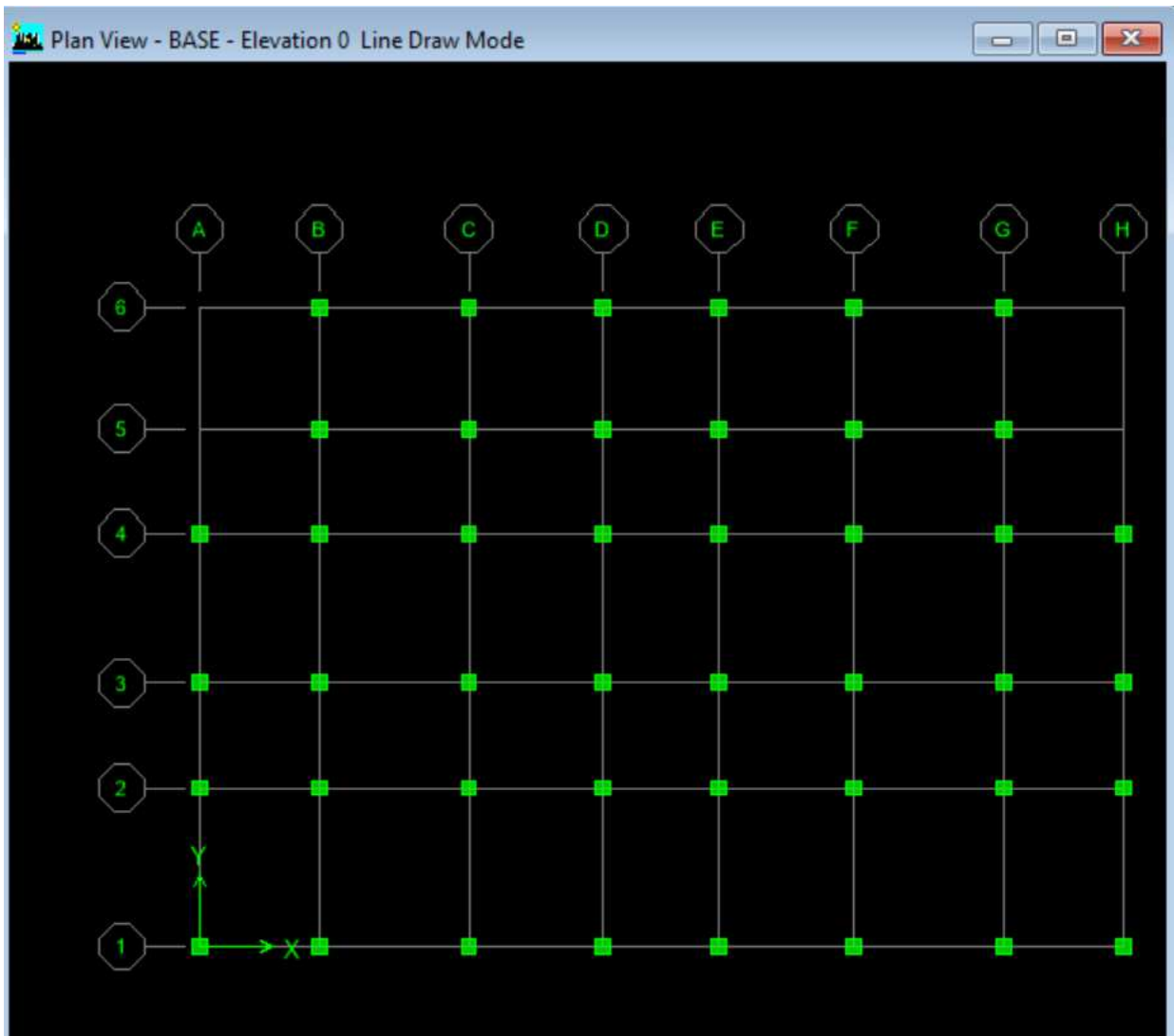


Figure IV.11 Dessin des poteaux

➤ **Dessiner les poutres :**

Draw → Draw line Objects → create line in region or at clicks (plan, elev, 3D)

choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

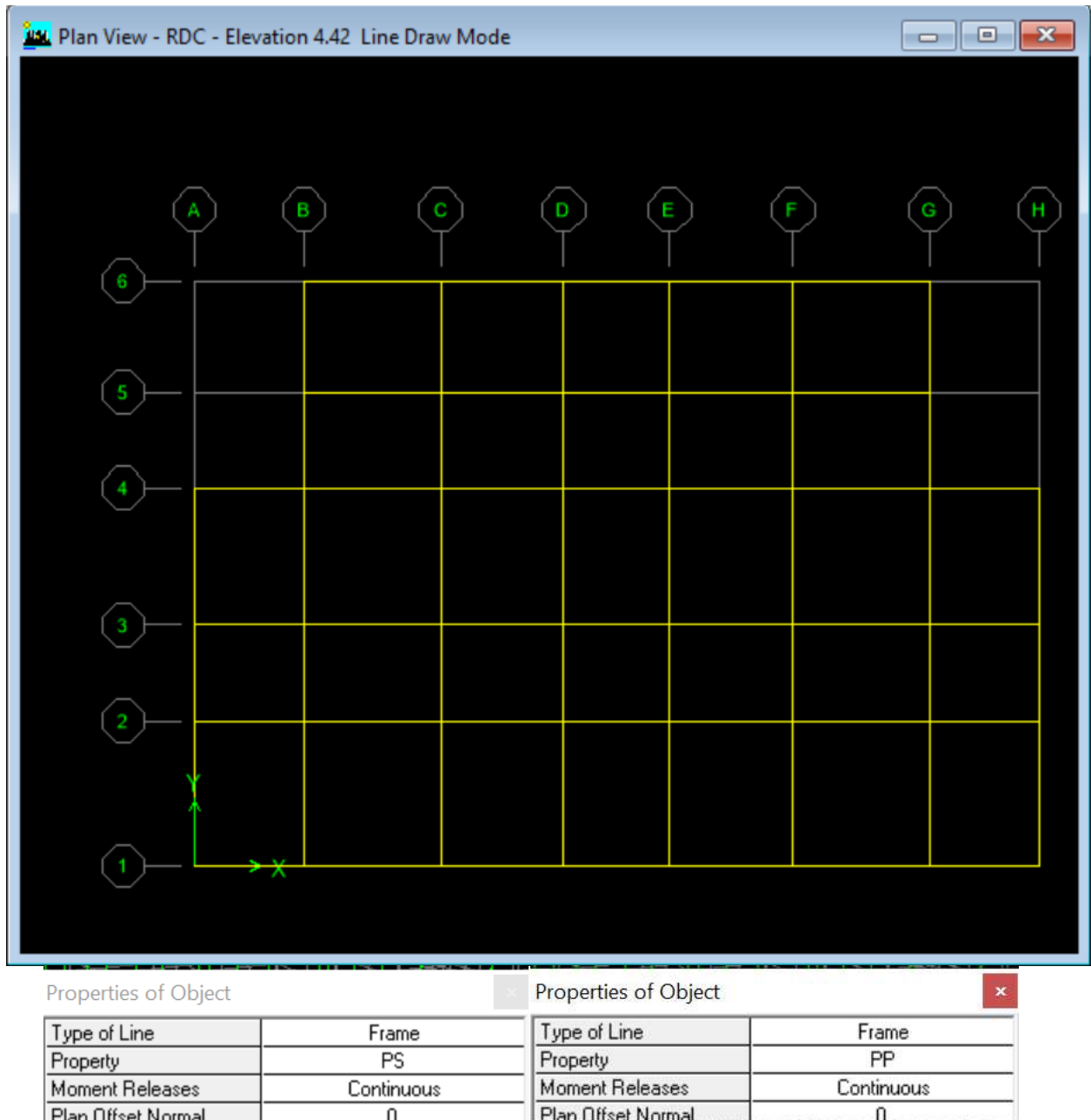


Figure IV.12 Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → Replicate Story cocher les étages identique Ok

➤ **Dessiner les voiles :**

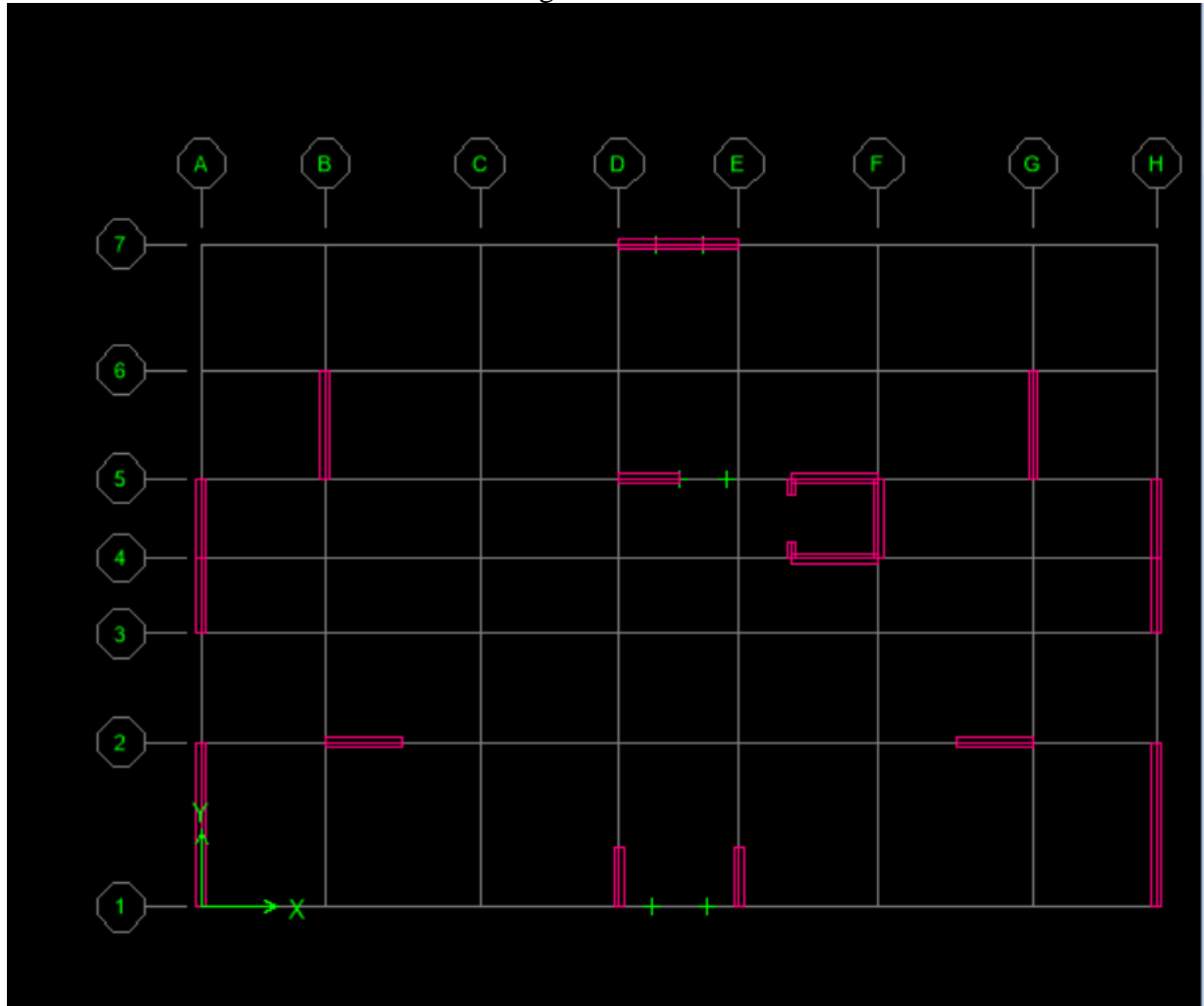
Draw → Draw area Objects → create wall in region or at clicks (plan) → Simple

clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → Draw area Objects draw wall (plan)

Introduire la longueur de voile et dessiner

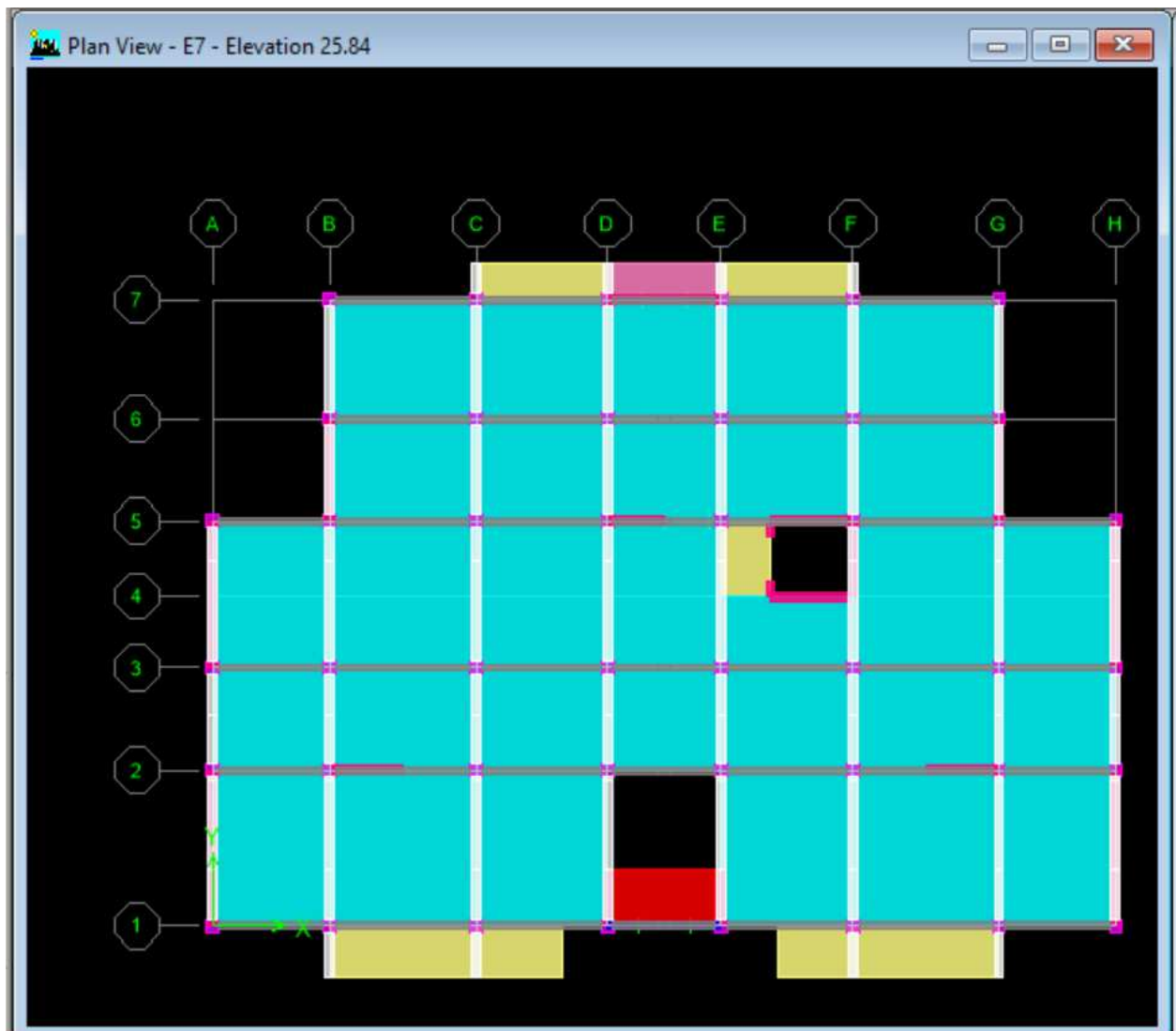


Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

➤ **Dessiner les dalles pleines(balcon):**

Draw → Draw area Objects → Draw Area (plan, elev,3D)

Property	BALCON
Local Axis	0.
X Dimension (if no drag)	0.
Y Dimension (if no drag)	0.



➤ **Dessiner des planchers**

Draw → Draw area Objects → create Area at click (plan, elev)

Properties of Object	
Property	PC
Local Axis	0.
X Dimension (if no drag)	0.
Y Dimension (if no drag)	0.

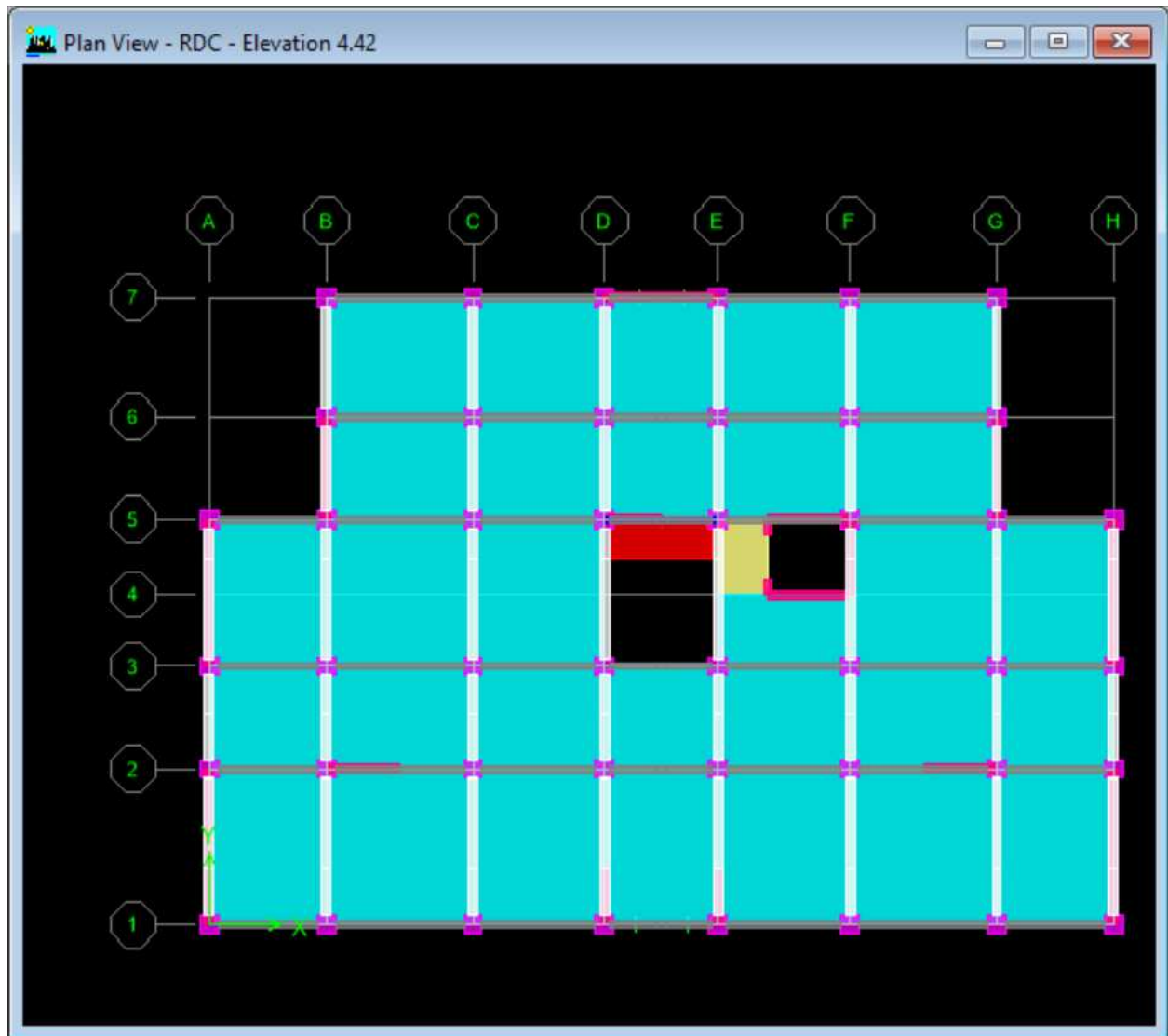


Figure IV.14 Dessin du plancher

➤ Dessiner des ESCALIERS

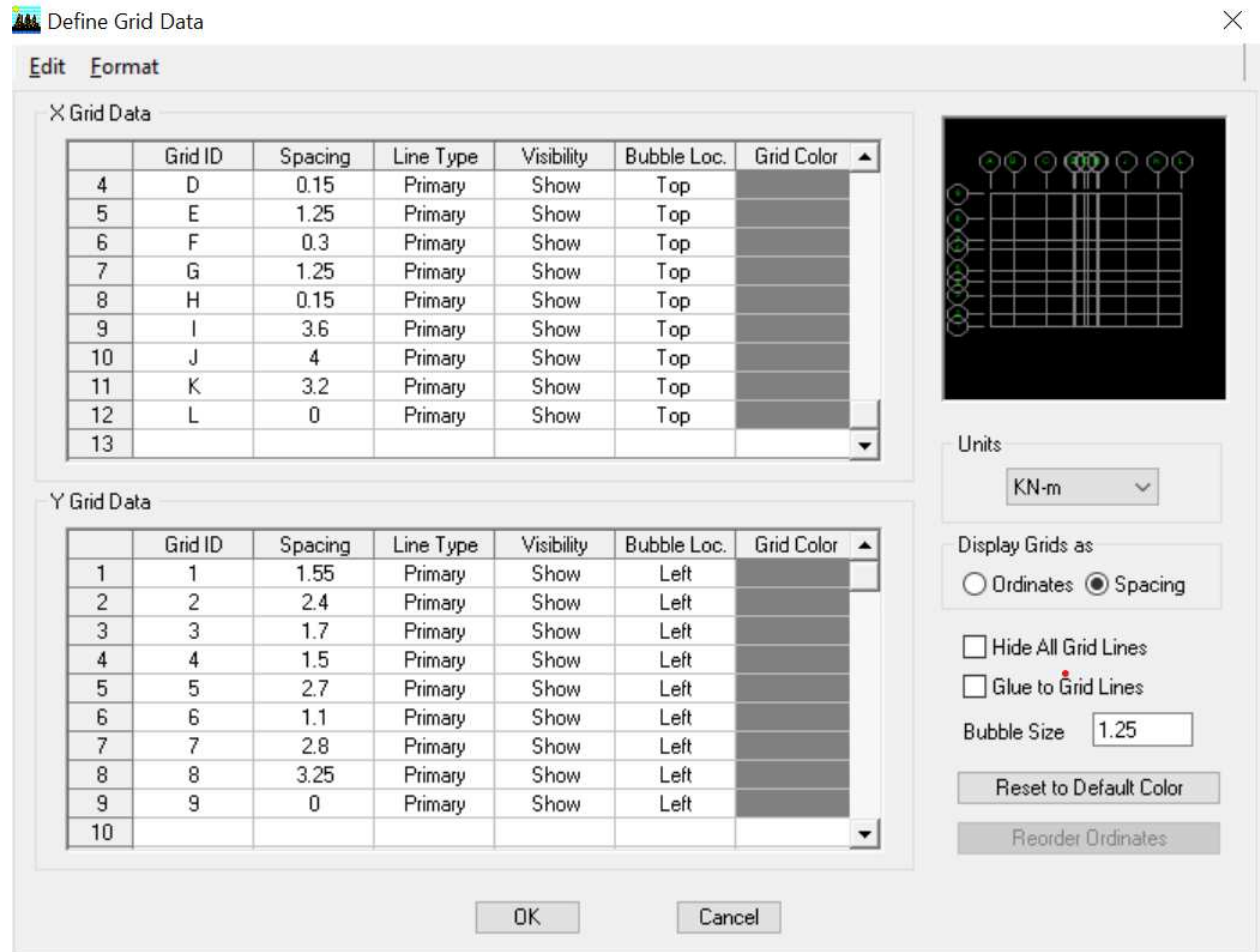


Figure IV.15 Modification des longueurs des trames

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Slab

et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle (PALIER ou VOLEE)

Wall/Slab Section

Section Name: PALER20

Material: BA25

Thickness

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: MOLEE20

Material: BA25

Thickness

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: MOLEE25

Material: BA25

Thickness

Membrane: 0.25

Bending: 0.25

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate


Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

LA POUTRE PALIER

On clique sur l'icône  → Icône properties on sélection tout on clique sur deleteproperty.
cône on clique sur AddRectangular (ajout de section).

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur → Reinforcement

Un clic sur Beam → introduire la valeur de recouvrement des barres 0.03 ok → ok

Draw → **Draw line Objects** → **create line in region or at clicks (plan, elev, 3D)**
choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

Type of Line	Frame
Property	PPALIER
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

Properties of Object		Properties of Object	
Property	VOLEE25	Property	PALER20
Local Axis	0.	Local Axis	0.
Drawing Control	None <space bar>	Drawing Control	None <space bar>

Properties of Object	
Property	VOLEE20
Local Axis	0.
Drawing Control	None <space bar>

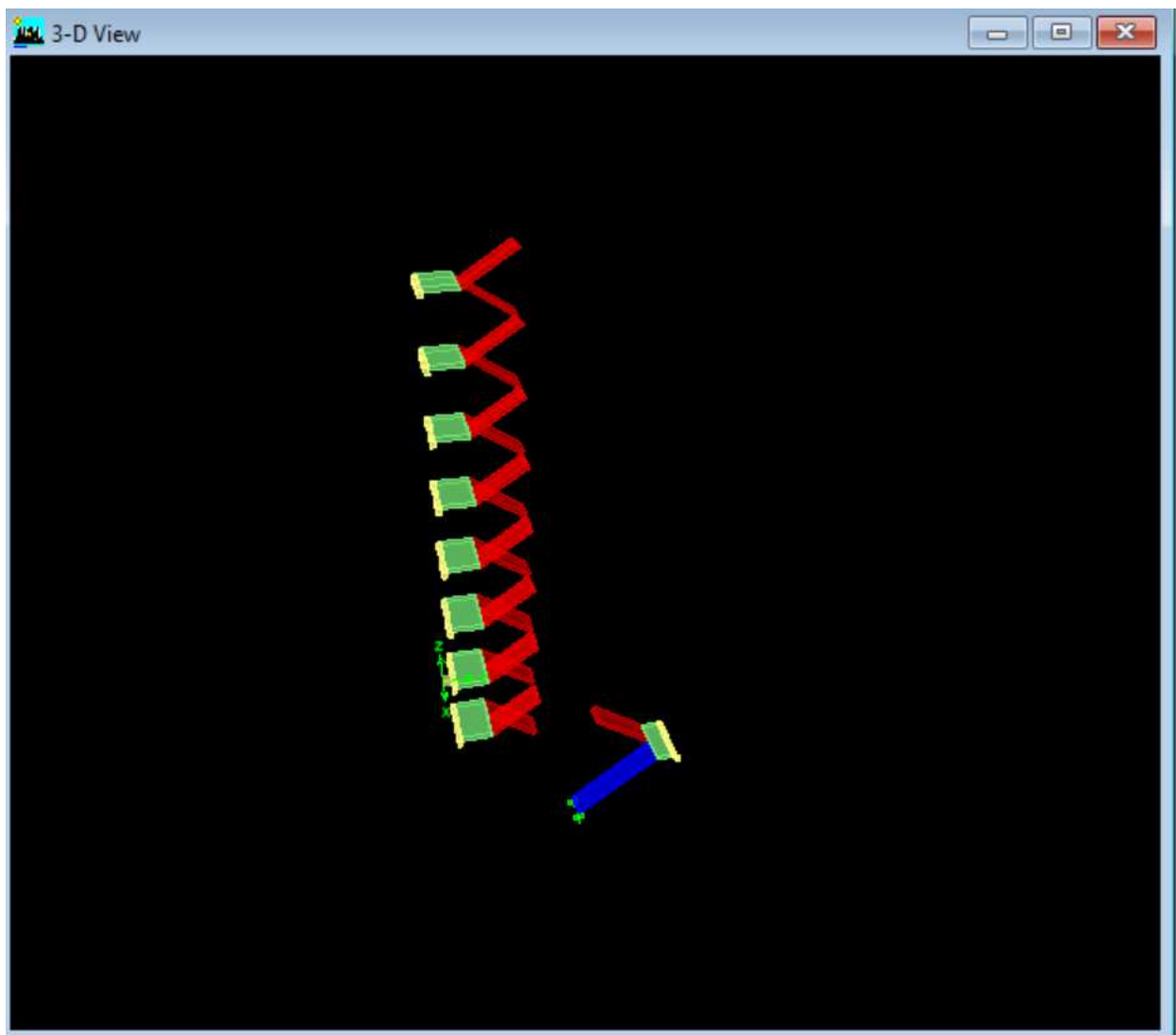


Figure IV.16 Dessin des escaliers

➤ Encastrement de la base

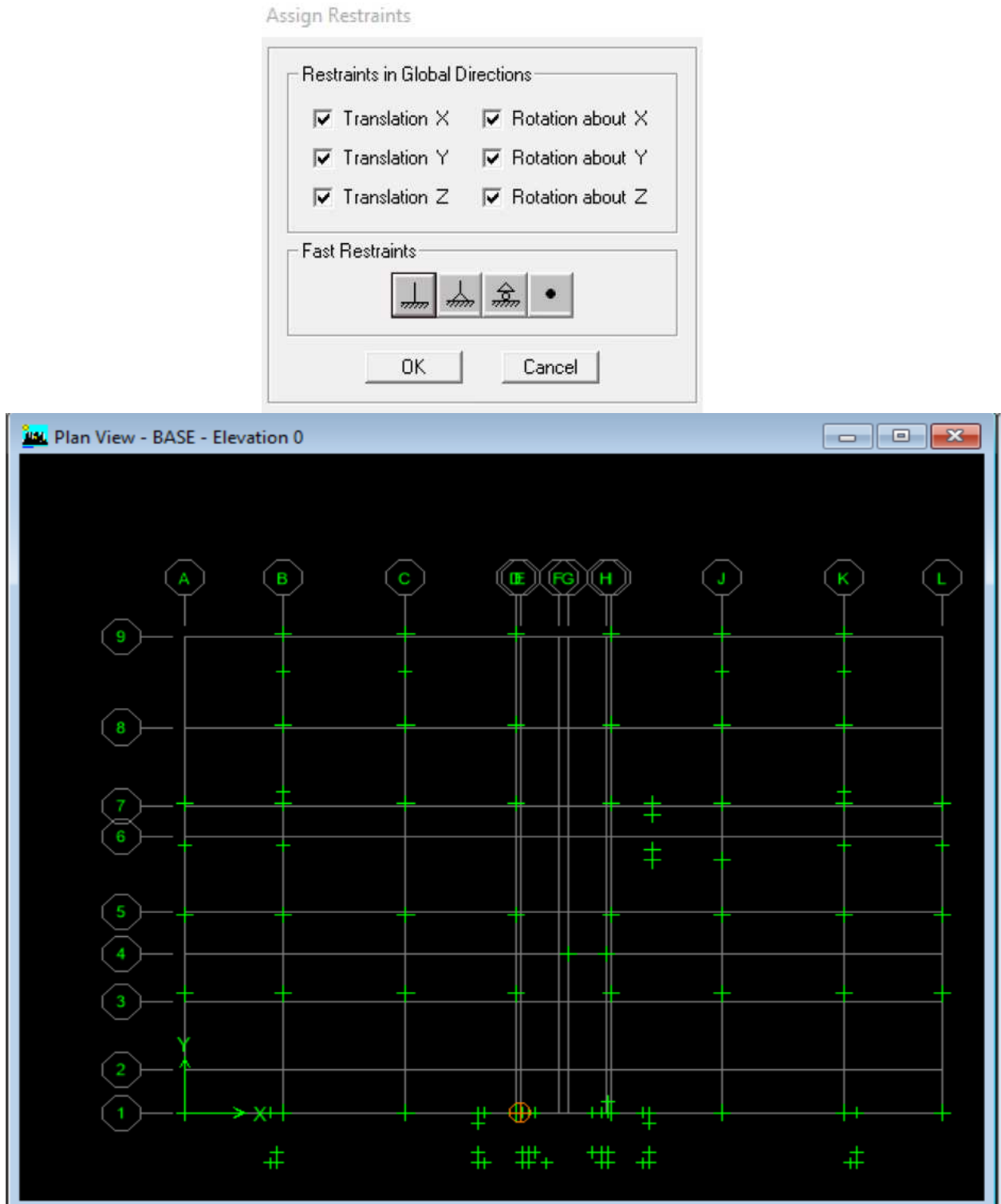


Figure IV.17 Dessin de la base.

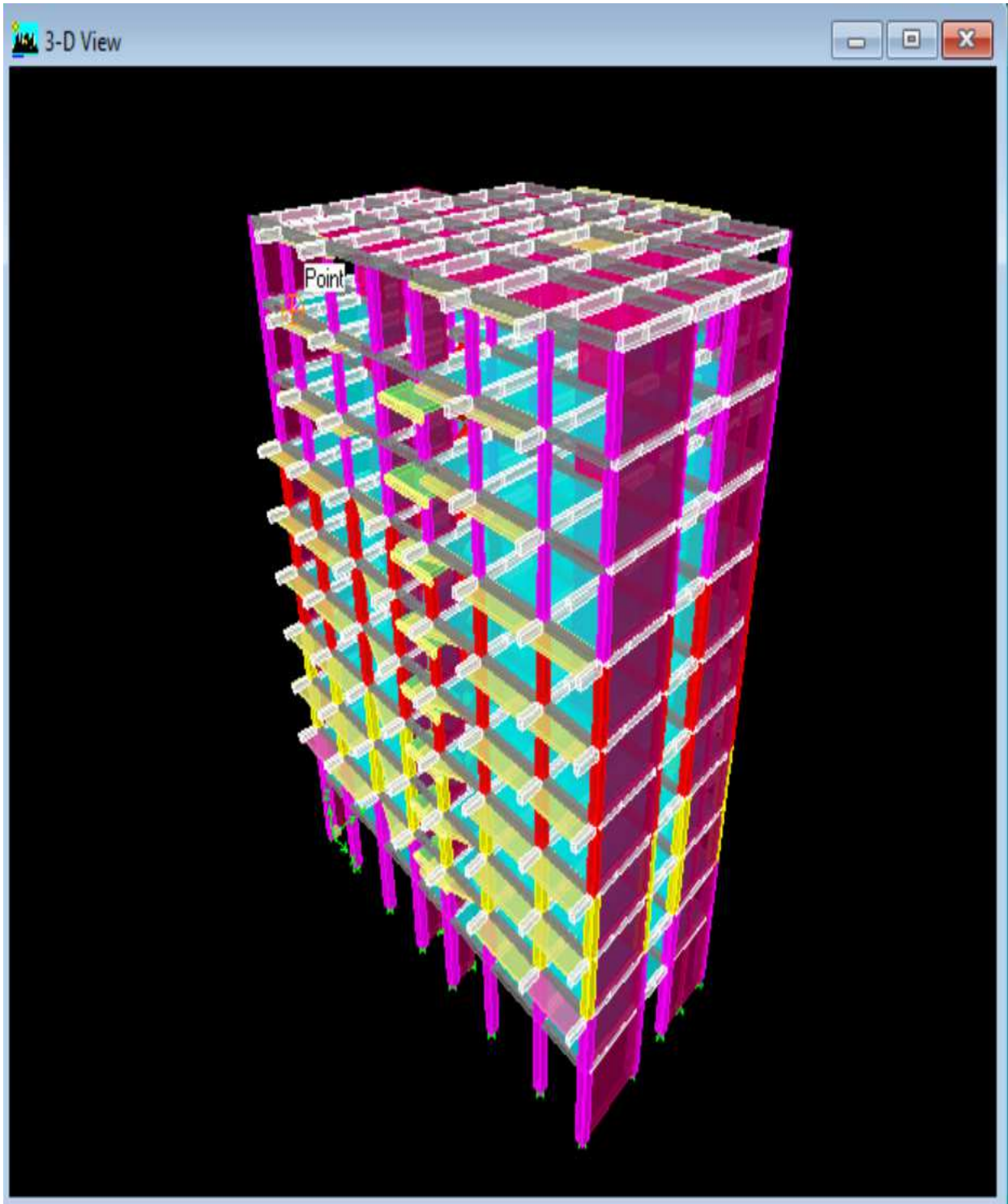


Figure IV.18 Vue de la structure en 3D.

Chargement de la structure

Les dalles pleines

Balcon $G = 5.39 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 3.5$$

Plancher terrasse

$$G = 5.46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1$$

Plancher étage courants

$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5$$

Acrotère

$$G = 1,7125 \text{ KN/m}^2$$

ESCALIER

Palier $G=6.56 \text{ KN/m}^2$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

Volée 1 $G=9.485 \text{ KN/m}^2$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

Volée 2 $G=7.96 \text{ KN/m}^2$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

Mur Extérieur **RDC** $G=11.256 \text{ KN/ml}$
Étage courant $G=7.488 \text{ KN/ml}$

➤ Chargement des balcons :

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon →



Uniform Surface Loads

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 5.39

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Uniform Surface Loads

Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Uniform Load

Load: 3.5

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Figure IV.19Chargement de balcon dalle pleine

➤ Chargement des planchers

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionner le plancher terrasse et après les planchers étages et introduire leurs valeur de G et Q.

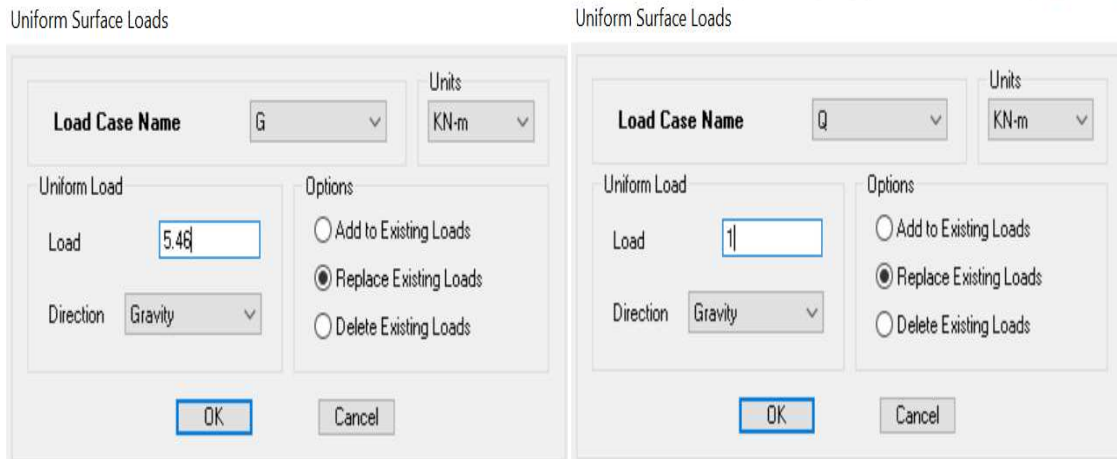


Figure IV.20 Chargement de plancher terrasse.

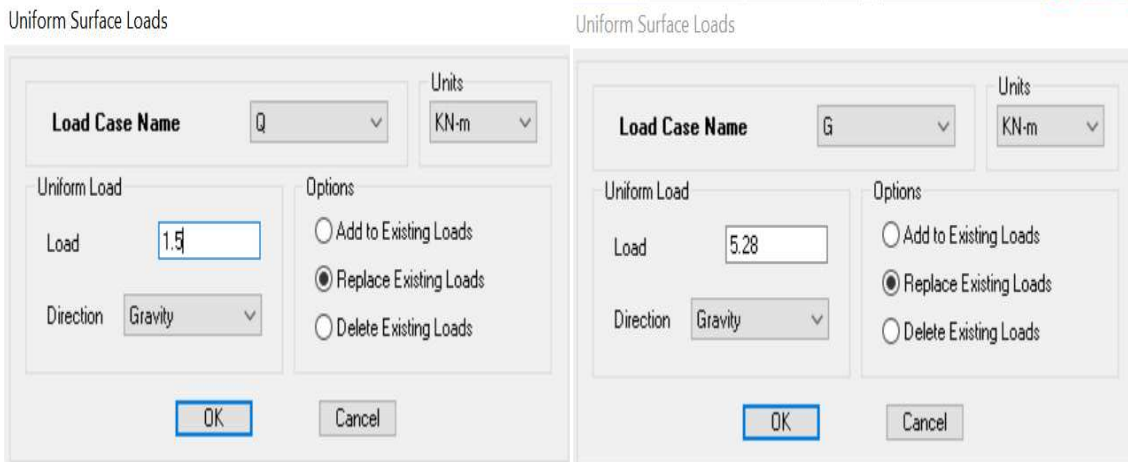


Figure IV.21 Chargement de plancher étage courant.

➤ **Chargement de l'acrotère**

Frame Distributed Loads

Figure IV.22Chargement De l'acrotère.

➤ **Chargement d'escalier**

Select → by wall/slab/deck → palierouvolée →



Uniform Surface Loads

Figure IV.23 Chargement de palier2

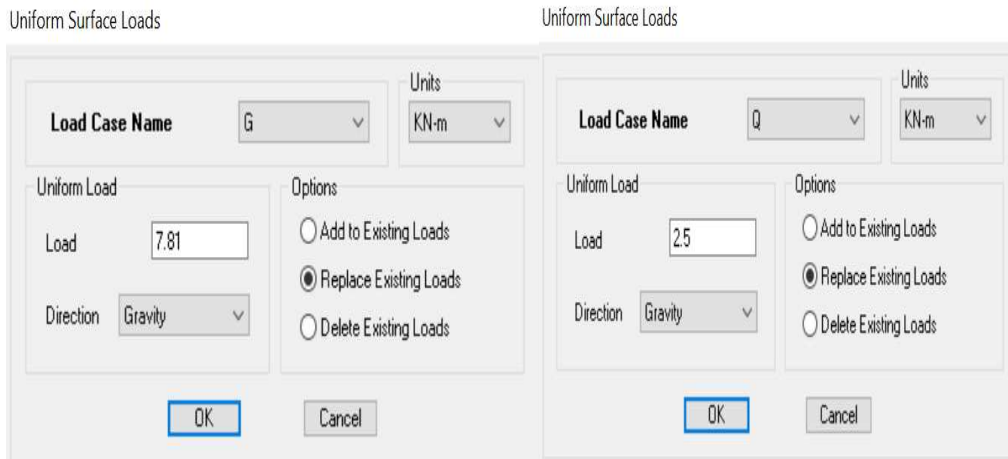


Figure IV.24Chargement de palier1

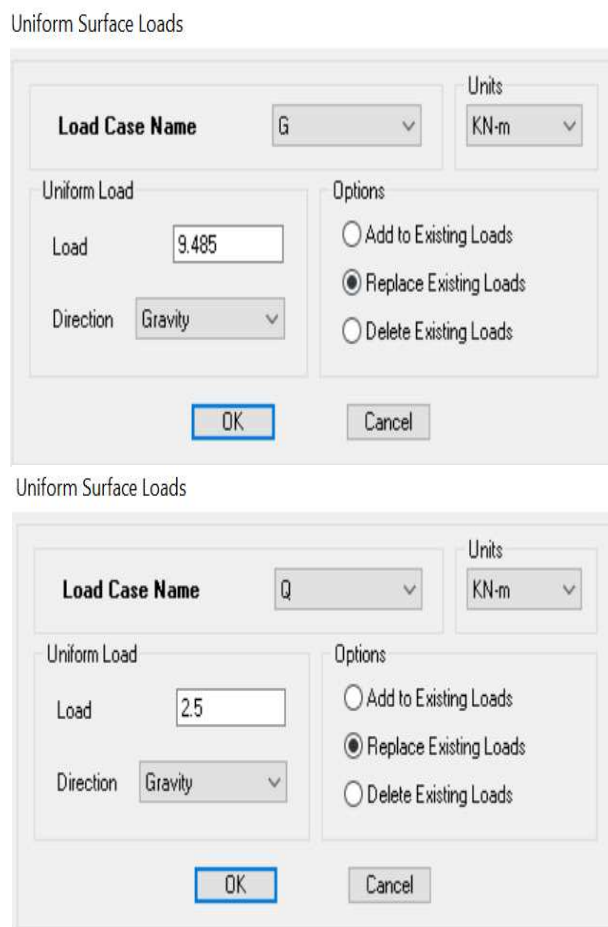


Figure IV.25 Chargement de volee1

Uniform Surface Loads

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G

Units: KN-m

Uniform Load

Load: 7.96

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Uniform Surface Loads

Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q

Units: KN-m

Uniform Load

Load: 2.5

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Figure IV.26 Chargement de volee2

spécification des conditions aux limites (diaphragmes)

Sélectionné en plans le premier étage → nœuds DA1 → Modify

Show Diaphragm Ok

On fait la même chose pour les autres étages

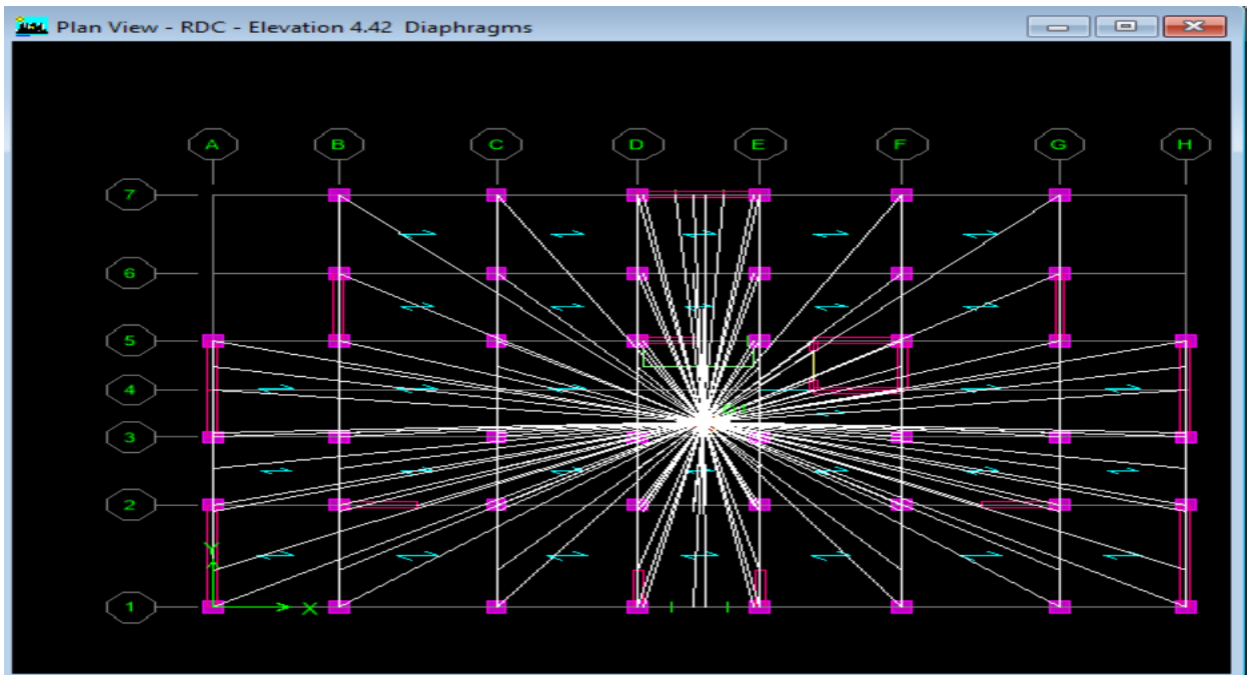


Figure IV.27 diaphragmes des niveaux

➤ **Analyse de la structure**

Analyse → set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → ok

écrire le nombre de modes

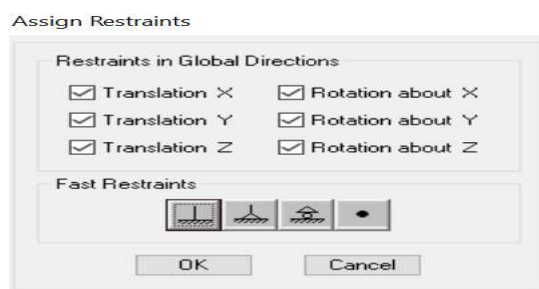


Figure IV.28 : Introduction de nombre de mode

Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser On clique sur F5 ou analyse → Run analyse

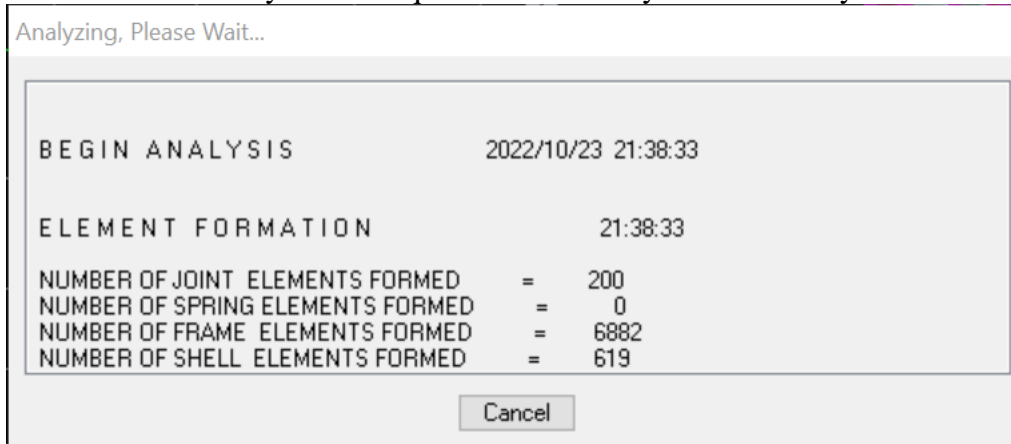


Figure IV29 :Analyse de la structure.

➤ Déplacement de la structure selon les modes

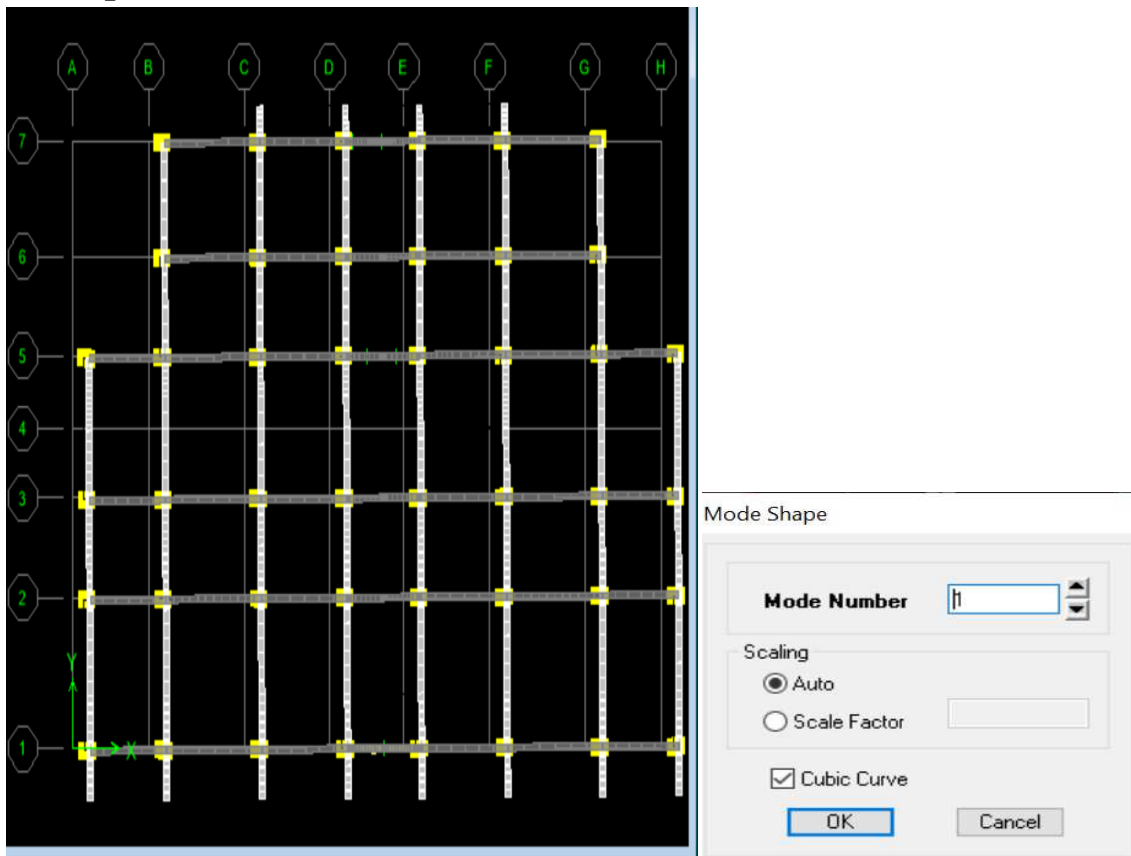
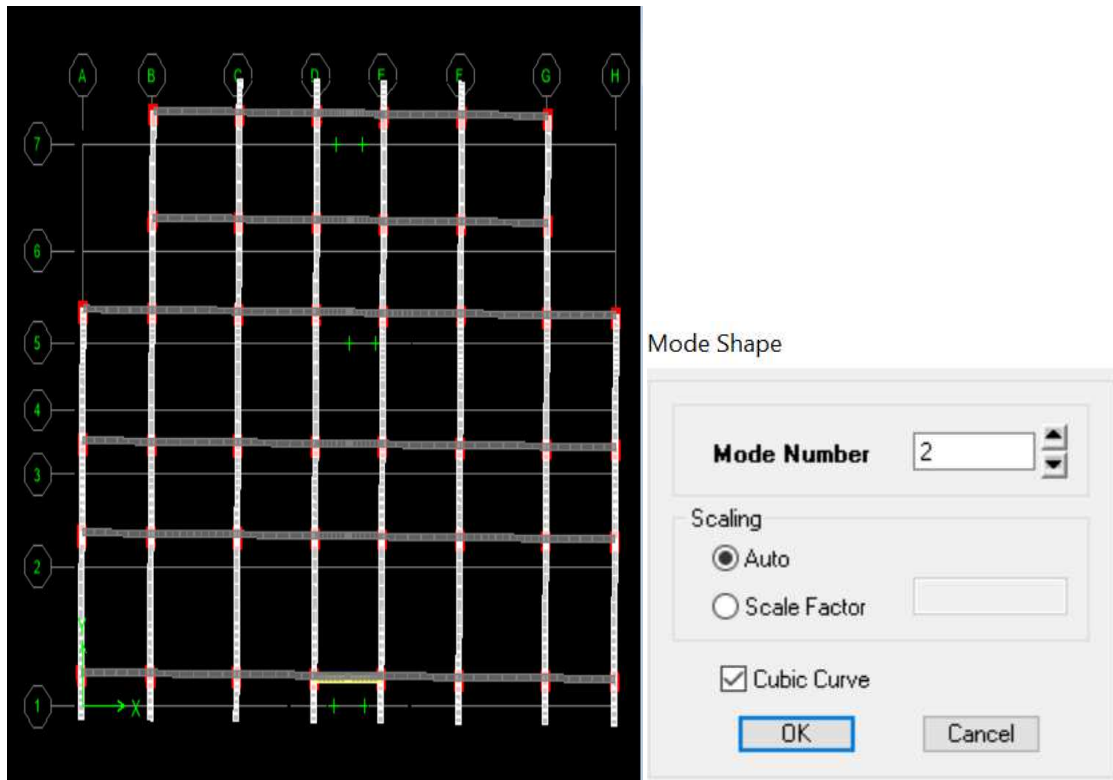


Figure IV.30 : Déplacement de la structure selon le mode 1



FigureIV.31 :Déplacement de la structure selon le mode2

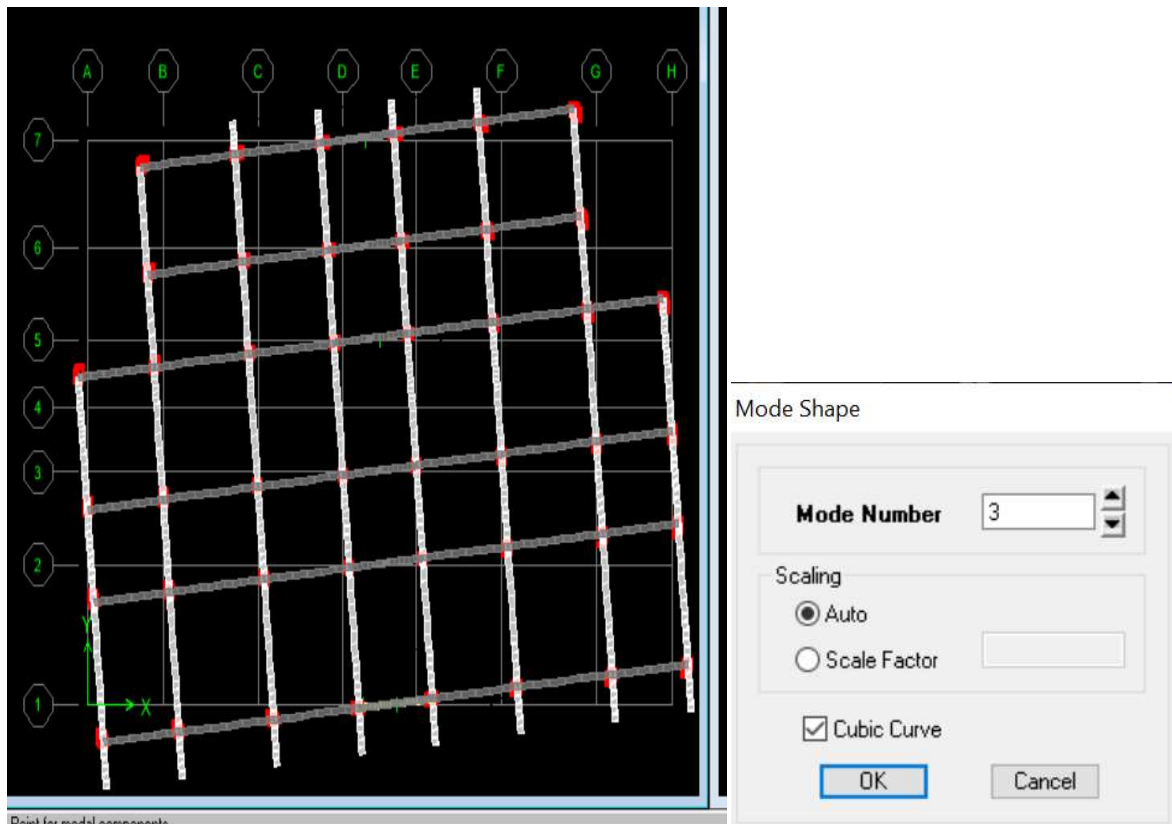


Figure IV.32 :Déplacement de la structure selon le mode 3.

V. Vérification des conditions du R.P.A

V.1 Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est peut être mené suivant trois méthodes :

Méthode statique équivalente.

Méthode d'analyse modale spectrale.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V.2 Choix de la méthode de calcul

Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

Conditions d'application : (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones IIa.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les

Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART

4.1.2).

Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

Principe :

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

V.2.1.1 Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.3 Vérification de la période empirique T

Calcul de la période empirique

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N: hauteur mesurée en mètres 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 et donné par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T = 0.05 \times (31.96)^{\frac{3}{4}} = 0.672 \text{ s} \rightarrow \mathbf{T = 0.672s}$$

Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0.873s$$

Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → *show tables*

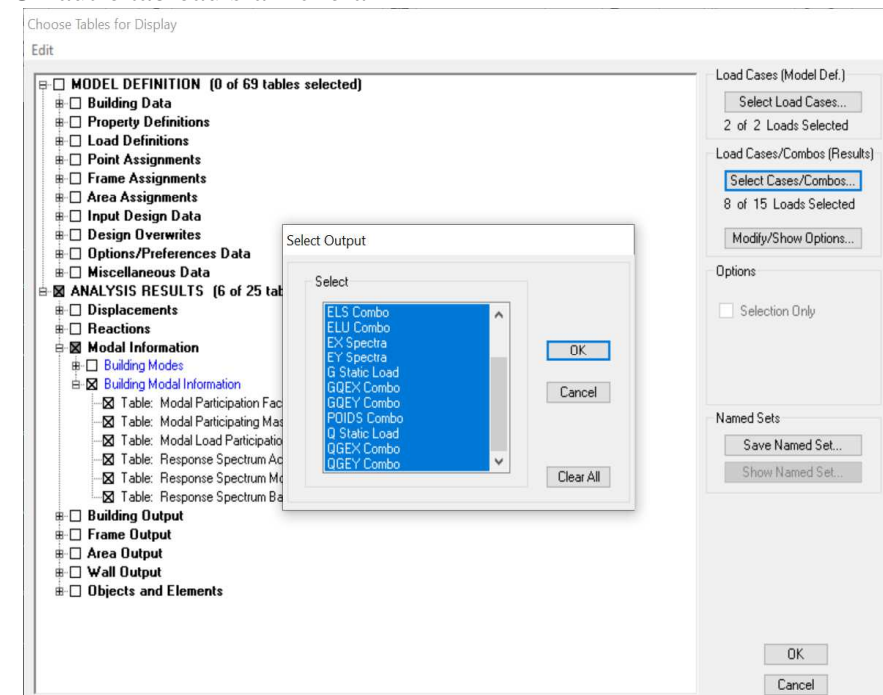
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → *modal information* → **Building Modal Information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → **OK** → **OK**

Un autre tableau s'affichera



On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0.731855	71.4275	0.0047	0.0000	71.4275	0.0047	0.0000	0.0079
	2	0.486906	0.0016	67.9053	0.0000	71.4291	67.9100	0.0000	97.4747
	3	0.412159	0.4535	0.4786	0.0000	71.8826	68.3886	0.0000	0.6825
	4	0.203431	15.3830	0.0003	0.0000	87.2657	68.3889	0.0000	0.0019
	5	0.117349	0.0015	18.5542	0.0000	87.2672	86.9431	0.0000	1.3938
	6	0.097059	0.1262	0.1121	0.0000	87.3934	87.0551	0.0000	0.0078
	7	0.091900	6.2168	0.0002	0.0000	93.6102	87.0553	0.0000	0.0000
	8	0.052636	3.0339	0.0096	0.0000	96.6441	87.0649	0.0000	0.0003
	9	0.049873	0.0099	6.9668	0.0000	96.6539	94.0317	0.0000	0.3348
	10	0.040987	0.0363	0.0277	0.0000	96.6903	94.0594	0.0000	0.0012
	11	0.035912	0.2414	0.0486	0.0000	96.9317	94.1080	0.0000	0.0016
	12	0.034517	1.3445	0.0049	0.0000	98.2762	94.1129	0.0000	0.0001
	13	0.028632	0.0006	3.1577	0.0000	98.2768	97.2707	0.0000	0.0606
	14	0.025186	0.8603	0.0002	0.0000	99.1371	97.2708	0.0000	0.0000
	15	0.023620	0.0096	0.0123	0.0000	99.1467	97.2832	0.0000	0.0002
	16	0.019613	0.4539	0.0006	0.0000	99.6006	97.2837	0.0000	0.0000
	17	0.019329	0.0000	1.4789	0.0000	99.6006	98.7626	0.0000	0.0216
	18	0.016179	0.2179	0.0001	0.0000	99.8185	98.7627	0.0000	0.0000
	19	0.016044	0.0003	0.0044	0.0000	99.8188	98.7671	0.0000	0.0001
	20	0.015505	0.0254	0.0000	0.0000	99.8443	98.7671	0.0000	0.0000

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Periode
1	0.731855
2	0.486906
3	0.412159
4	0.203431
5	0.117349
6	0.097059
7	0.091900
8	0.052636
9	0.049873
10	0.040987
11	0.035912
12	0.034517
13	0.028632
14	0.025186
15	0.023620

Tableau V.1 : Tableaurécapitulatif des périodes en fonction des modes.

Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0.672$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0.873$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0.731$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). → **La période est vérifiée.**

V.4 Excentricité :

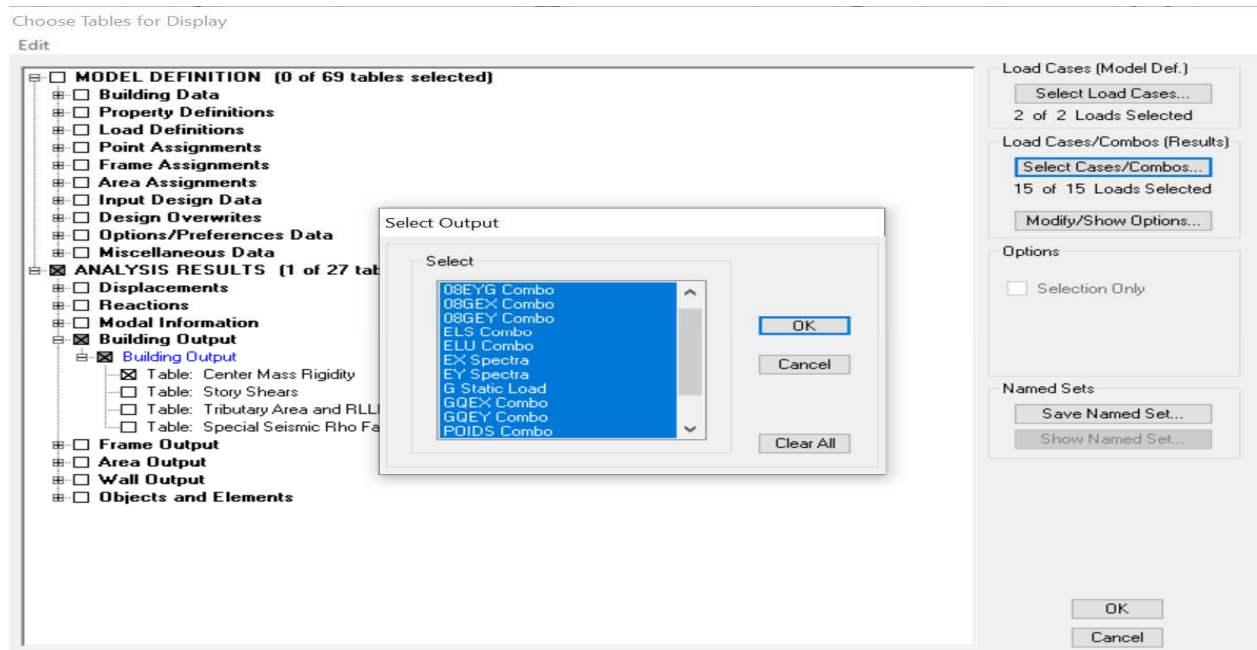
D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3 .7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display→**show tables**.

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes : **ANALYSIS RESULTS**→**building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→**OK**→**OK**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Center Mass Rigidity

Edit View

	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	12.563	7.955	296.9896	296.9896	12.563	7.955	12.791	10.030
	12.544	7.702	271.8301	271.8301	12.544	7.702	12.819	10.211
	12.549	7.686	264.5908	264.5908	12.549	7.686	12.837	10.080
	12.554	7.669	257.4381	257.4381	12.554	7.669	12.846	9.911
	12.560	7.653	251.0403	251.0403	12.560	7.653	12.850	9.750
	12.560	7.653	251.0403	251.0403	12.560	7.653	12.851	9.604
	12.565	7.636	244.7291	244.7291	12.565	7.636	12.851	9.479
	12.574	7.831	232.2688	232.2688	12.574	7.831	12.852	9.385
	12.577	7.830	232.7594	232.7594	12.577	7.830	12.852	9.321
	12.452	7.830	180.6594	180.6594	12.452	7.830	12.856	9.296

OK

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant:

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	D1	12.563	7.955	12.791	10.03	0.228	2.075
E1	D2	12.544	7.702	12.819	10.211	0.275	2.509
E2	D3	12.549	7.686	12.837	10.08	0.288	2.469
E3	D4	12.554	7.699	12.846	9.911	0.292	2.212
E4	D5	12.560	7.653	12.850	9.75	0.29	2.097
E5	D6	12.560	7.653	12.851	9.604	0.291	1.951
E6	D7	12.565	7.636	12.851	9.479	0.286	1.843
E7	D8	12.574	7.831	12.852	9.385	0.278	1.554
E8	D9	12.577	7.830	12.852	9.321	0.275	1.491
E9	D10	12.452	7.830	12.856	9.296	0.404	1.466

Tableau V.2: Excentricité théorique (*RPA99-V03 ; Art 4.2.7*)

Avec: $e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$

$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$

Excentricité accidentelle : (RPA99-V03 ; Art 4.3.7)

• **Sens longitudinal**

$5\% L_x \geq e_x \rightarrow 0.05 \times 25 = 1.25$

• **Sens transversal**

$5\% L_y \geq e_y \rightarrow 0.05 \times 19.9 = 0.995$

V.5 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.731855	71.4256	0.0047	71.4256	0.0047	0.487
2	0.486905	0.0016	67.9052	71.4272	67.9100	0.4815
3	0.412158	0.4535	0.4786	71.8808	68.3885	67.1098
4	0.203421	15.3817	0.0003	87.2625	68.3888	0.1134
5	0.117349	0.0015	18.5541	87.2640	86.9429	0.1157
6	0.097058	0.1259	0.1121	87.3899	87.0550	18.8357
7	0.091893	6.2159	0.0002	93.6059	87.0552	0.0511
8	0.052629	3.0308	0.0096	96.6367	87.0648	0.01
9	0.049872	0.0099	6.9654	96.6466	94.0302	0.0331
10	0.040985	0.0365	0.0277	96.6831	94.0579	7.0345

Tableau V.3: Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 9^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions

la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

.Donc le nombre de modes à retenir est de 9 modes de vibration.

Les modes :

Mode -1 : $U_X = 71.42\%$ → (Translation)

Mode -2 : $U_Y = 67.9\%$ → (Translation)

Mode -3 : $R_Z = 67.11\%$ → (Rotation)

Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer

Charges horizontales reprise par les voiles

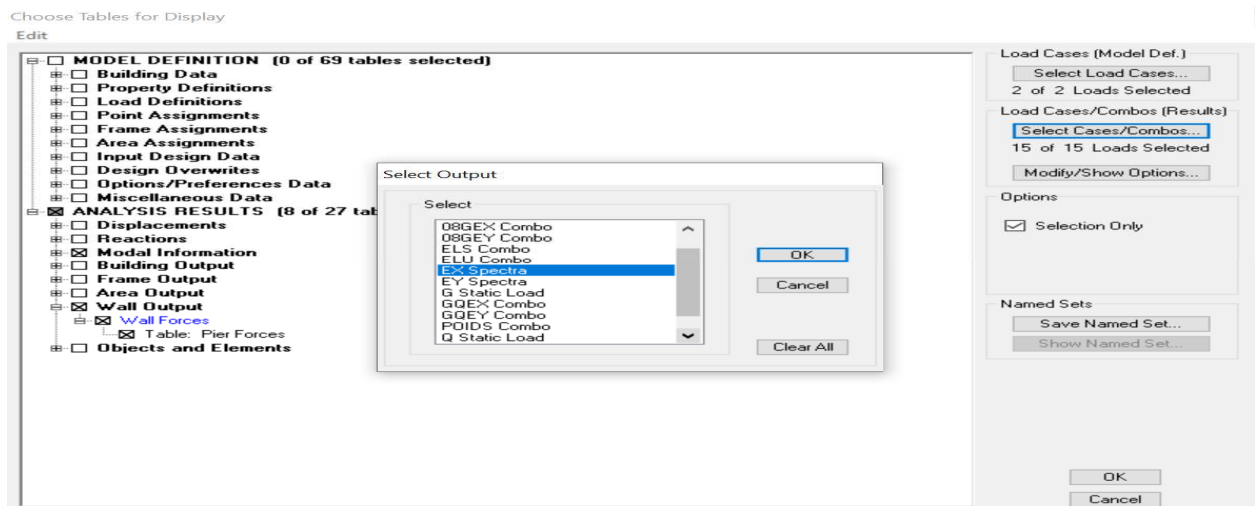
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS ensuivant les étapes ci-après :

- on clique d'abord sur :

Select → by Pier ID → on sélectionnes VL (voile longitudinal) → Display → show table

- on choisit ensuite la combinaison (Ex) en cliquant sur: → Wall Output → Wall

Pier Force → OK → OK



Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Pier Forces

Edit View

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	E9	Pw62	EX	Top	103.78	62.92	0.47	1.795	1.085
	E9	Pw62	EX	Bottom	103.78	62.92	0.47	1.795	0.420
	E8	Pw62	EX	Top	162.35	76.10	0.12	1.798	0.081
	E8	Pw62	EX	Bottom	162.35	76.10	0.12	1.798	0.347
	E7	Pw62	EX	Top	185.30	153.48	0.15	1.944	0.351
	E7	Pw62	EX	Bottom	185.30	153.48	0.15	1.944	0.172
	E6	Pw62	EX	Top	209.44	187.39	0.13	2.049	0.210
	E6	Pw62	EX	Bottom	209.44	187.39	0.13	2.049	0.253
	E5	Pw62	EX	Top	230.23	267.47	0.22	2.121	0.202
	E5	Pw62	EX	Bottom	230.23	267.47	0.22	2.121	0.513
	E4	Pw62	EX	Top	216.17	349.09	0.35	2.144	0.524
	E4	Pw62	EX	Bottom	216.17	349.09	0.35	2.144	0.552
	E3	Pw62	EX	Top	192.09	375.31	0.49	2.057	0.454
	E3	Pw62	EX	Bottom	192.09	375.31	0.49	2.057	1.050
	E2	Pw62	EX	Top	139.57	469.43	0.66	1.896	0.892
	E2	Pw62	EX	Bottom	139.57	469.43	0.66	1.896	1.150
	E1	Pw62	EX	Top	80.11	533.48	1.17	1.545	1.186
	E1	Pw62	EX	Bottom	80.11	533.48	1.17	1.545	2.397
	RDC	Pw62	EX	Top	434.94	634.62	0.53	0.701	1.219
	RDC	Pw62	EX	Bottom	434.94	634.62	0.53	0.701	1.316

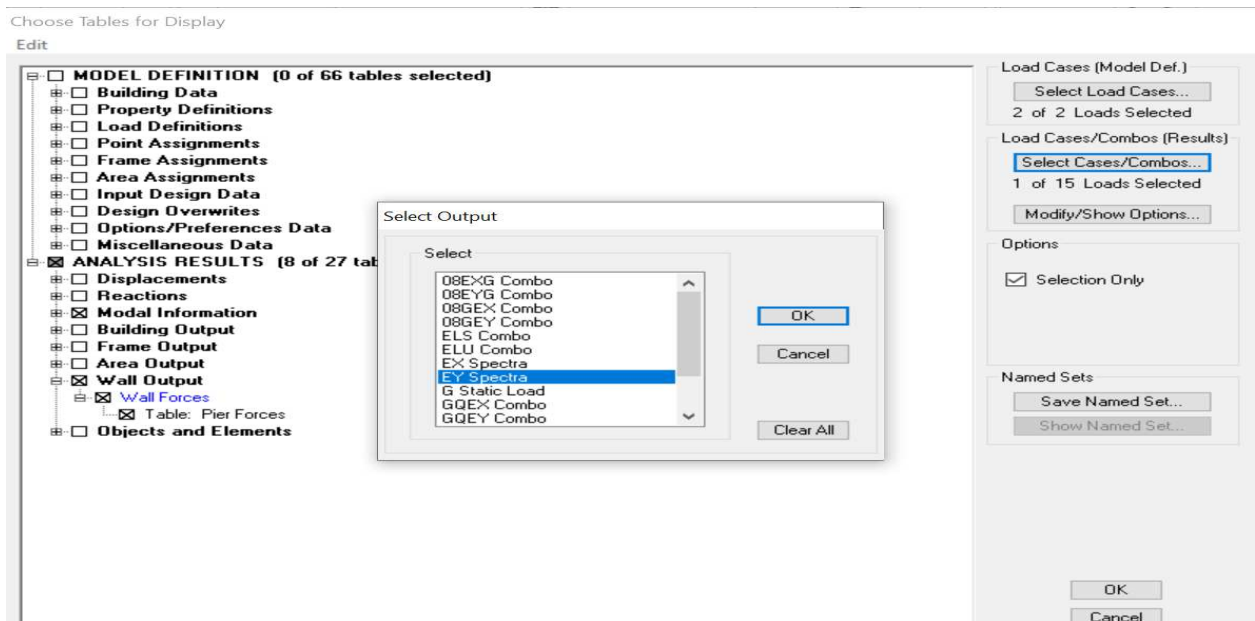
OK

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de VX (VL) telle que :

$$V_{X \text{ voile}} = 34826.42 \text{KN}$$

On suite les mêmes étapes pour les VT (voile transversale) , on change que les combinaisons EX par EY

→ OK→OK



Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Pier Forces

Edit View

Pier Forces

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	E9	Pw59	EY	Top	72.41	48.92	1.50	13.880	2.674
	E9	Pw59	EY	Bottom	72.41	48.92	1.50	13.880	1.917
	E8	Pw59	EY	Top	147.13	119.67	0.92	10.534	1.172
	E8	Pw59	EY	Bottom	147.13	119.67	0.92	10.534	1.656
	E7	Pw59	EY	Top	225.09	230.61	1.42	12.085	1.874
	E7	Pw59	EY	Bottom	225.09	230.61	1.42	12.085	2.459
	E6	Pw59	EY	Top	286.31	307.73	2.26	11.851	3.813
	E6	Pw59	EY	Bottom	286.31	307.73	2.26	11.851	3.110
	E5	Pw59	EY	Top	360.53	415.91	2.14	11.374	3.391
	E5	Pw59	EY	Bottom	360.53	415.91	2.14	11.374	3.154
	E4	Pw59	EY	Top	433.94	520.15	2.17	10.635	3.415
	E4	Pw59	EY	Bottom	433.94	520.15	2.17	10.635	3.215
	E3	Pw59	EY	Top	473.66	590.78	1.85	8.740	2.810
	E3	Pw59	EY	Bottom	473.66	590.78	1.85	8.740	2.863
	E2	Pw59	EY	Top	531.37	699.91	1.66	6.874	2.236
	E2	Pw59	EY	Bottom	531.37	699.91	1.66	6.874	2.835
	E1	Pw59	EY	Top	542.54	793.45	0.97	4.674	1.190
	E1	Pw59	EY	Bottom	542.54	793.45	0.97	4.674	1.781
	RDC	Pw59	EY	Top	573.67	827.61	0.33	1.352	0.594
	RDC	Pw59	EY	Bottom	573.67	827.61	0.33	1.352	2.032

OK

On copie ces tableaux sur l'excelle, ensuite en relève la somme de VX (VT) telle que :

$$V_{\text{voile}} = 47491.62 \text{ KN}$$

Charges horizontales reprises par le bâtiment :

- on clique d'abord sur :

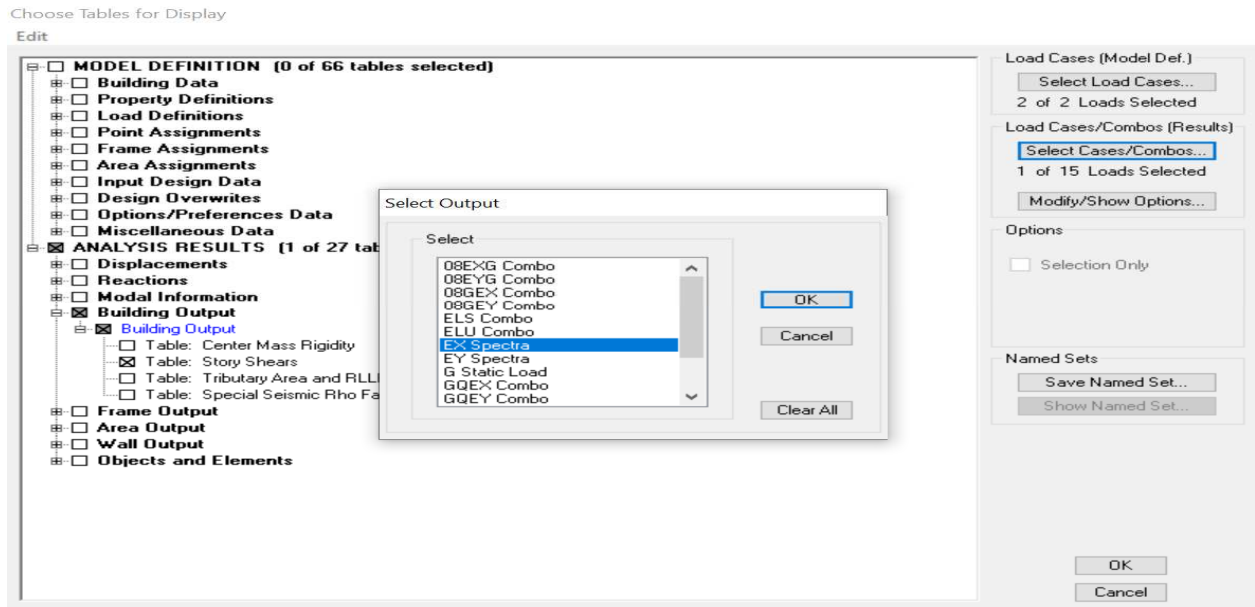
Display → Show Table

- on choisit ensuite la combinaison Ex

Bulding Output → Story Shear

→ **OK** → **OK**

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A



Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	E9	EX	Top	0.00	346.45	2.75	3033.198	0.000	0.000
	E9	EX	Bottom	0.00	346.45	2.75	3033.198	8.409	1060.13
	E8	EX	Top	0.00	771.19	5.48	6786.262	8.409	1060.13
	E8	EX	Bottom	0.00	775.99	5.51	6793.742	25.179	3425.54
	E7	EX	Top	0.00	1182.25	7.52	10385.745	25.179	3425.54
	E7	EX	Bottom	0.00	1186.83	7.54	10392.985	48.023	7042.57
	E6	EX	Top	0.00	1589.58	9.15	13922.751	48.023	7042.57
	E6	EX	Bottom	0.00	1593.94	9.17	13929.744	75.452	11890.77
	E5	EX	Top	0.00	1985.78	10.64	17396.644	75.452	11890.77
	E5	EX	Bottom	0.00	1989.91	10.66	17403.343	106.767	17921.53
	E4	EX	Top	0.00	2359.31	12.17	20701.925	106.767	17921.53
	E4	EX	Bottom	0.00	2363.19	12.19	20708.249	141.980	25046.01
	E3	EX	Top	0.00	2714.25	13.85	23888.989	141.980	25046.01
	E3	EX	Bottom	0.00	2717.81	13.86	23894.805	181.671	33179.02
	E2	EX	Top	0.00	3043.77	15.58	26911.706	181.671	33179.02
	E2	EX	Bottom	0.00	3046.93	15.58	26916.838	226.376	42207.85
	E1	EX	Top	0.00	3334.48	16.97	29672.255	226.376	42207.85
	E1	EX	Bottom	0.00	3337.08	16.96	29676.348	275.659	51978.66
	RDC	EX	Top	0.00	3569.99	17.70	32038.285	275.659	51978.66
	RDC	EX	Bottom	0.00	3571.61	17.61	32055.110	350.939	66957.75

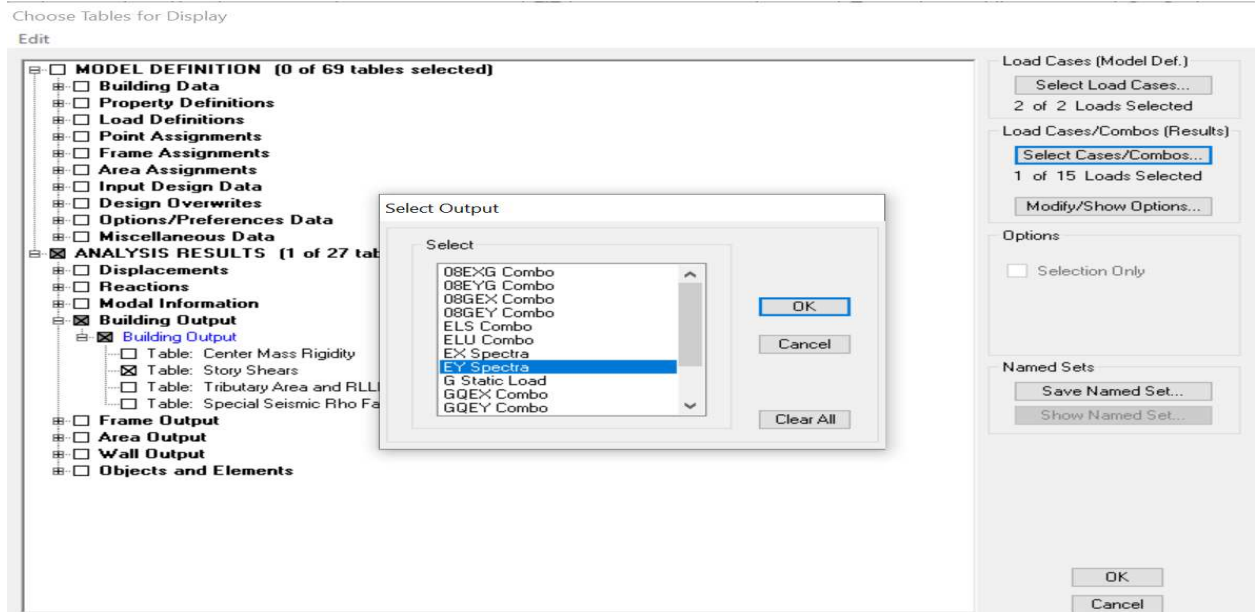
OK

On copie ces tableaux sur l'excelle, ensuite en relève la somme de VX telle que :

$$V_x = 41826.79KN$$

ensuite les mêmes étapes pour la combinaison EY

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A



Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	E9	EY	Top	0.00	3.99	477.36	6528.373	0.000	0.000
	E9	EY	Bottom	0.00	3.99	477.36	6528.373	1460.733	12.199
	E8	EY	Top	0.00	7.15	1041.45	14270.222	1460.733	12.199
	E8	EY	Bottom	0.00	7.12	1047.67	14347.235	4654.339	33.931
	E7	EY	Top	0.00	8.85	1566.42	21479.271	4654.339	33.931
	E7	EY	Bottom	0.00	8.82	1572.11	21549.793	9445.705	60.578
	E6	EY	Top	0.00	9.69	2066.02	28362.225	9445.705	60.578
	E6	EY	Bottom	0.00	9.66	2071.22	28426.673	15745.299	89.006
	E5	EY	Top	0.00	10.41	2532.76	34821.891	15745.299	89.006
	E5	EY	Bottom	0.00	10.40	2537.49	34880.635	23434.782	118.110
	E4	EY	Top	0.00	11.51	2955.86	40718.128	23434.782	118.110
	E4	EY	Bottom	0.00	11.52	2960.13	40771.100	32359.365	148.493
	E3	EY	Top	0.00	13.17	3343.81	46181.345	32359.365	148.493
	E3	EY	Bottom	0.00	13.19	3347.59	46228.409	42381.420	182.185
	E2	EY	Top	0.00	15.12	3693.18	51181.039	42381.420	182.185
	E2	EY	Bottom	0.00	15.15	3696.45	51221.687	53348.563	221.344
	E1	EY	Top	0.00	16.72	3997.52	55669.411	53348.563	221.344
	E1	EY	Bottom	0.00	16.74	4000.32	55704.173	65086.796	266.491
	RDC	EY	Top	0.00	17.77	4244.09	59421.117	65086.796	266.491
	RDC	EY	Bottom	0.00	17.61	4246.42	59453.302	82957.439	337.986

On copie ces tableaux sur l'excelle, ensuite en relève la somme de VY telle que :

$$VY = 51875.23KN$$

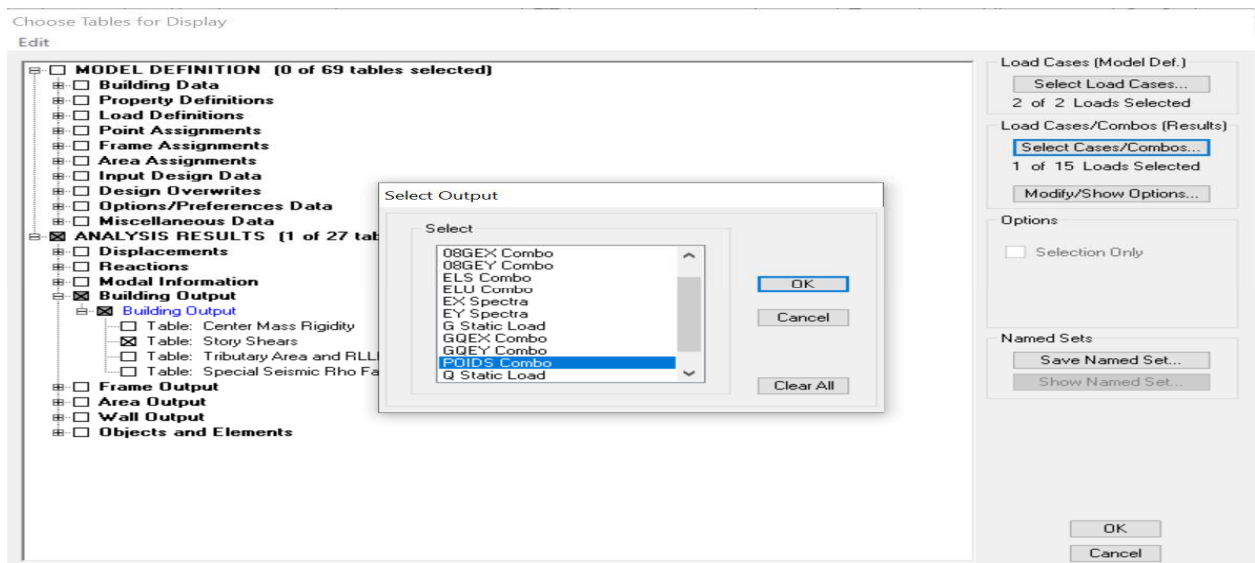
Charges verticales reprises par le bâtiment:

Display → Show Table

On choisit ensuite la combinaison POIDS

En cliquant sur: Display → show table → Building Output → Story Shear

→ OK→OK



Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	E9	POIDS	Bottom	4961.14	0.00	0.00	0.000	39046.930	-61979.31
	E8	POIDS	Top	8229.10	0.00	0.00	0.000	63939.675	-102209.4
	E8	POIDS	Bottom	9525.62	0.00	0.00	0.000	73503.177	-118791.1
	E7	POIDS	Top	12751.44	0.00	0.00	0.000	98425.417	-158509.4
	E7	POIDS	Bottom	14047.95	0.00	0.00	0.000	107988.918	-175091.0
	E6	POIDS	Top	17430.72	0.00	0.00	0.000	132813.746	-216752.3
	E6	POIDS	Bottom	18853.46	0.00	0.00	0.000	143422.907	-234892.9
	E5	POIDS	Top	22236.24	0.00	0.00	0.000	168247.734	-276554.1
	E5	POIDS	Bottom	23658.98	0.00	0.00	0.000	178856.895	-294694.7
	E4	POIDS	Top	27041.75	0.00	0.00	0.000	203681.723	-336355.9
	E4	POIDS	Bottom	28464.49	0.00	0.00	0.000	214290.884	-354496.5
	E3	POIDS	Top	31847.26	0.00	0.00	0.000	239115.711	-396157.8
	E3	POIDS	Bottom	33413.06	0.00	0.00	0.000	250909.953	-416065.1
	E2	POIDS	Top	36795.83	0.00	0.00	0.000	275734.781	-457726.3
	E2	POIDS	Bottom	38361.63	0.00	0.00	0.000	287529.022	-477633.6
	E1	POIDS	Top	41850.63	0.00	0.00	0.000	315365.299	-520601.9
	E1	POIDS	Bottom	43576.31	0.00	0.00	0.000	328484.043	-542483.8
	RDC	POIDS	Top	46891.17	0.00	0.00	0.000	354893.025	-583328.9
	RDC	POIDS	Bottom	49372.07	0.00	0.00	0.000	374858.422	-614815.3

OK

On tire ensuite W_T telle que $W_T = 49372.07$ KN

poids des voiles:

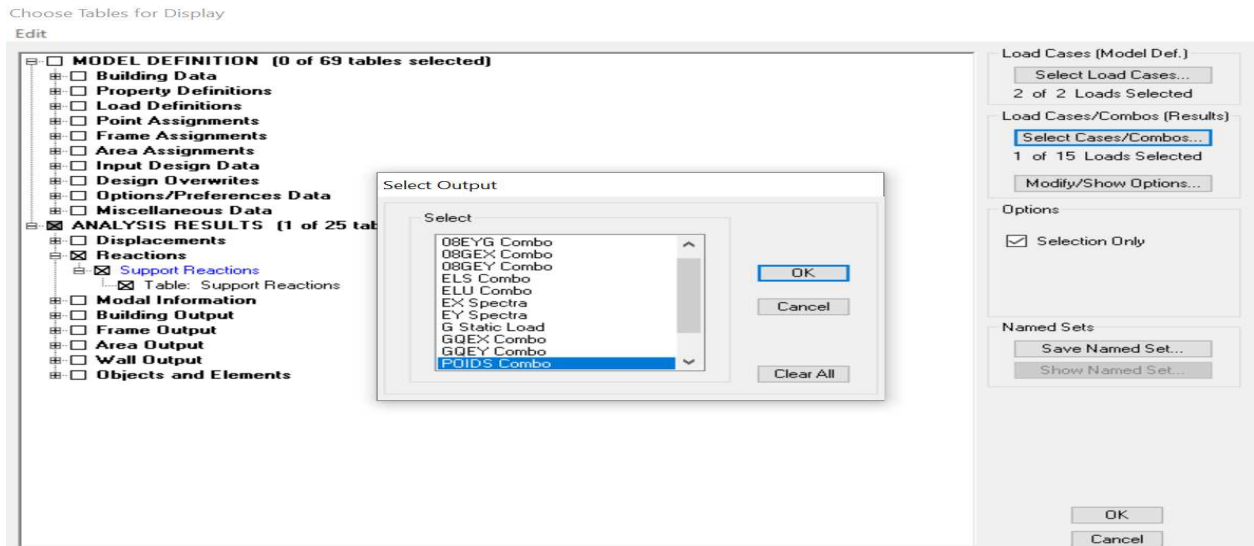
- on sélection d'abord les noeuds des voiles la base

On cliquant sur : *Display* → *show table*

on choisit ensuite la combinaison GBQ

On cliquant sur: → *rection* → *OK* → *OK*

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A



Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante

Support Reactions

Edit View

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	BASE	5	POIDS	-0.40	-5.04	1030.51	1.130	-0.263	-0.005
	BASE	6	POIDS	-0.17	-6.22	1069.07	3.615	0.053	-0.005
	BASE	7	POIDS	-0.24	-2.41	555.49	0.742	-0.049	-0.005
	BASE	9	POIDS	0.55	-5.88	1108.59	3.406	1.105	-0.005
	BASE	10	POIDS	0.31	-2.09	547.06	0.510	0.710	-0.005
	BASE	11	POIDS	0.56	3.71	1212.00	-4.442	1.122	-0.005
	BASE	16	POIDS	-0.53	2.97	1184.84	-4.081	-0.462	-0.005
	BASE	19	POIDS	0.43	1.06	1123.49	1.285	0.949	-0.005
	BASE	20	POIDS	-4.89	-2.54	1327.54	3.166	-2.129	-0.005
	BASE	23	POIDS	5.52	-2.58	1292.59	3.279	2.838	-0.005
	BASE	26	POIDS	-0.36	0.30	1119.17	1.684	-0.213	-0.005
	BASE	27	POIDS	-0.47	-2.65	606.42	0.872	-0.369	-0.005
	BASE	32	POIDS	0.52	-2.39	618.97	0.665	0.986	-0.005
	BASE	33	POIDS	0.53	-4.72	1060.06	0.951	1.079	-0.005
	BASE	36	POIDS	-67.22	-2.89	943.42	3.806	-14.674	0.078
	BASE	38	POIDS	0.79	-23.88	1212.26	28.690	4.707	0.708
	BASE	42	POIDS	67.91	-2.92	894.59	3.849	15.368	-0.090
	BASE	48	POIDS	0.08	6.64	1295.91	-3.188	0.348	-0.005
	BASE	49	POIDS	0.97	1.91	1272.30	-0.751	1.557	-0.005
	BASE	51	POIDS	2.15	0.39	1418.96	-0.935	1.288	-0.005

On copie ces tableaux sur l'excelle, ensuite en relève la somme de FZ telle que :

$$F_z = 28153.98 \text{ KN}$$

Forces reprise par les portiques et les voiles			forces reprise par les voiles uniquement	
	KN	(%)	KN	(%)
EX	41826.79	100	4234826.42	83
EY	51875.23	100	47491.62	91
POIDS	49372.07	100	28153.98	91

Tableau V.4 : Justification de système de contreventement

Conclusion :

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles dans notre cas reprennent **57 %** des efforts verticaux **> 20 %**

Pour la reprise des charges horizontales, on remarque que les voiles dans ce bâtiment reprennent la totalité des efforts horizontales (**>75%**) dans le sens X-X et dans le sens Y-Y

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système : **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé avec un coefficient de comportement $R= 3.5$ (Tableau 4.3) .**

V.6 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues 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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \text{ Formule (4.1 RPA99)}$$

Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$A = 0.15 \quad (\text{Annexe1; Tab 4.1 RPA99})$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ($\epsilon\%$) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

Il est donné par la formule :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{array} \right\}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2 (S3) = 0.5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0.5s < T_{etabs}= 0.731s < 3s$ donc : $D=2.5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

(ξ %) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99)

Remarque

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte.

Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8.5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles)

D'où $\eta = 0.816 > 0.7$condition vérifiée

Alors
$$D = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.731}\right)^{2/3} \quad D=1.58$$

Wt : poids de la structure donné par le logiciel ETABS Wt= 49372.07 KN

Facteur de qualité Q

Critères à vérifier	P _q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
$Q = 1 + \sum_i^n P_q$	1,20

Donc

$$V = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.2}{3.5} \times 49372.07 = 4011.83 \text{ KN}$$

$V_{RPA} = 4011.83 \text{ KN}$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS

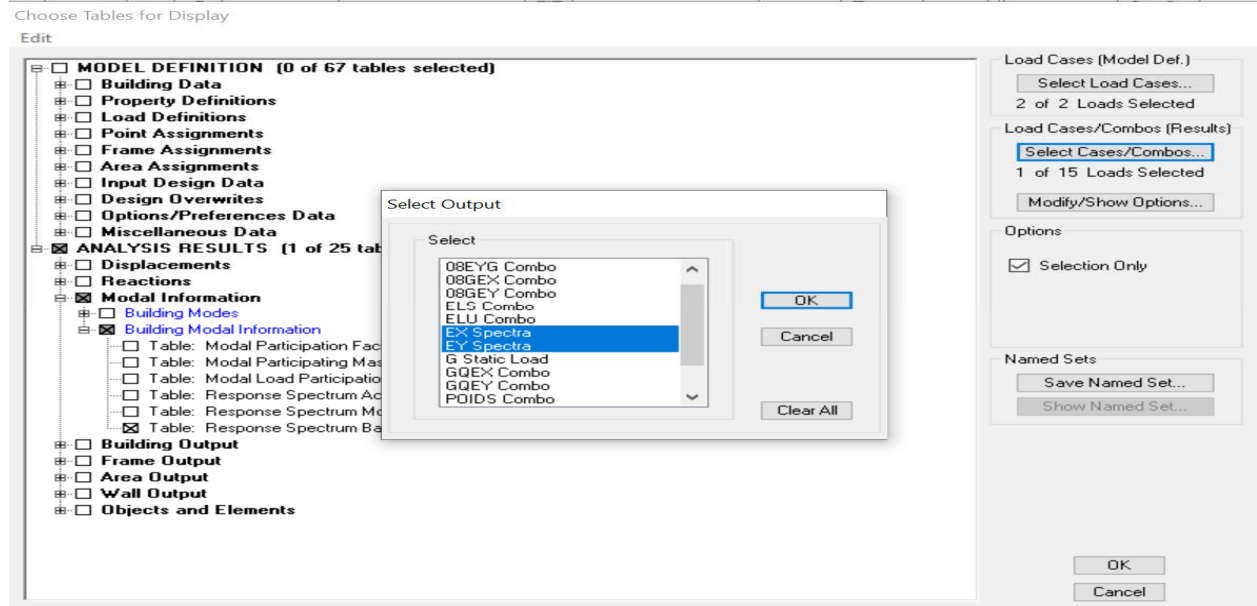
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display→*show tables*

ANALYSIS RESULTS→*modalInformation*→*Building modal information*

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos...→*OK*→*OK*



Les résultats s'afficheront comme suit :

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	15	U1	0.61	-0.70	0.00	1.760	1.739	-22.518
	EX	16	U1	29.04	1.04	0.00	-2.184	61.259	-224.621
	EX	17	U1	0.00	0.04	0.00	-0.101	0.000	0.542
	EX	18	U1	14.14	-0.29	0.00	0.588	25.684	-122.828
	EX	19	U1	0.02	-0.07	0.00	0.169	0.094	-1.529
	EX	20	U1	1.65	-0.01	0.00	0.016	3.021	-18.066
	EX	21	U1	0.01	-0.49	0.00	0.906	0.010	-6.170
	EX	22	U1	0.90	0.73	0.00	-1.345	1.692	4.199
	EX	23	U1	5.82	-0.07	0.00	0.142	10.552	-53.823
	EX	24	U1	0.09	0.02	0.00	-0.040	0.171	0.990
	EX	25	U1	0.05	-0.36	0.00	0.691	0.138	-5.002
	EX	26	U1	1.48	-0.03	0.00	0.024	2.533	-16.674
	EX	27	U1	0.00	0.00	0.00	-0.002	-0.001	0.101
	EX	28	U1	0.11	-0.09	0.00	0.156	0.218	-1.577
	EX	29	U1	0.02	-0.02	0.00	0.031	0.031	-1.463
	EX	30	U1	0.00	0.22	0.00	-0.406	0.005	2.771
	EX	All	All	3571.61	17.61	0.00	350.936	66957.752	27750.23
	EY	1	U2	23.17	0.19	0.00	-4.694	525.349	-175.804
	EY	2	U2	-16.88	3434.19	0.00	-79480.785	-209.882	43067.05
	EY	3	U2	-23.56	24.20	0.00	-558.339	-550.870	671.544

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EY	13	U2	2.88	201.72	0.00	-539.820	9.408	2506.79
	EY	14	U2	-0.75	0.01	0.00	-0.018	-1.512	6.327
	EY	15	U2	-0.70	0.79	0.00	-1.992	-1.969	25.490
	EY	16	U2	1.04	0.04	0.00	-0.078	2.184	-8.009
	EY	17	U2	0.04	94.74	0.00	-221.252	0.178	1183.68
	EY	18	U2	-0.29	0.01	0.00	-0.012	-0.531	2.537
	EY	19	U2	-0.07	0.29	0.00	-0.650	-0.360	5.878
	EY	20	U2	-0.01	0.00	0.00	0.000	-0.016	0.097
	EY	21	U2	-0.49	46.63	0.00	-86.429	-0.979	588.39
	EY	22	U2	0.73	0.60	0.00	-1.097	1.379	3.423
	EY	23	U2	-0.07	0.00	0.00	-0.002	-0.127	0.649
	EY	24	U2	0.02	0.00	0.00	-0.009	0.038	0.220
	EY	25	U2	-0.36	2.45	0.00	-4.681	-0.934	33.909
	EY	26	U2	-0.03	0.00	0.00	0.000	-0.049	0.322
	EY	27	U2	0.00	0.01	0.00	-0.017	-0.006	0.986
	EY	28	U2	-0.09	0.07	0.00	-0.124	-0.173	1.247
	EY	29	U2	-0.02	0.02	0.00	-0.027	-0.028	1.315
	EY	30	U2	0.22	18.28	0.00	-33.360	0.412	227.451
	EY	All	All	17.61	4246.41	0.00	82957.437	337.986	53399.58

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 3571.61 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 4246.41 \text{ KN}$$

Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0.8V_{RPA} = 3209.46 \text{ KN}$

Sens longitudinal:

$$V_{x\text{dyn}} = 3571.61 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 3209.46 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal:

$V_{y\ dyn} = 4246.41\text{KN} \geq 80\% V_{RPA} = 3209.46\text{ KN}$ Condition vérifiée.

V.7 Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (Art 4.4.3; RPA99-V2003)}$$

Avec :

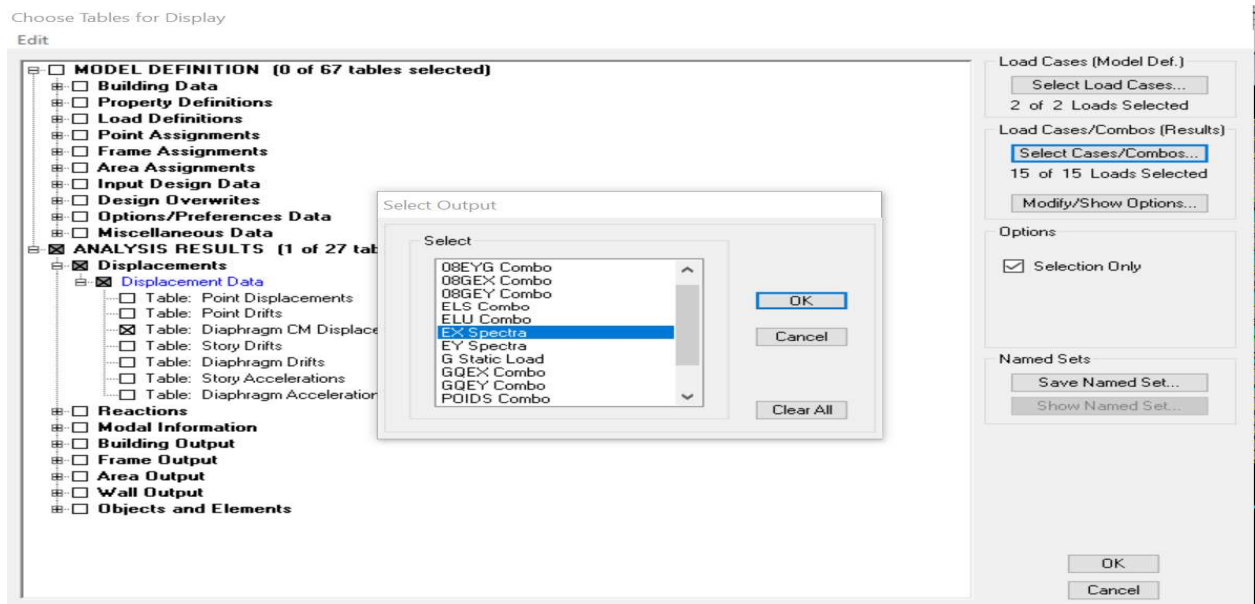
δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : facteur de comportement de la structure.

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e \quad \text{(art 5.10; RPA99-V2003)}$$

Suivant X-X:



Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	E9	D10	EX	0.0289	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029
	E8	D9	EX	0.0265	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00026
	E7	D8	EX	0.0239	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00023
	E6	D7	EX	0.0211	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00020
	E5	D6	EX	0.0179	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00017
	E4	D5	EX	0.0146	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00013
	E3	D4	EX	0.0111	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
	E2	D3	EX	0.0076	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	E1	D2	EX	0.0044	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	RDC	D1	EX	0.0018	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002

OK

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	$\delta_k=R*\delta_{ek}$	Δk	0.01he	Observation
E9	D10	EX	0.0289	0.101	0.008	0.0306	CV
E8	D9	EX	0.0265	0.093	0.009	0.0306	CV
E7	D8	EX	0.0239	0.084	0.01	0.0306	CV
E6	D7	EX	0.0211	0.074	0.011	0.0306	CV
E5	D6	EX	0.0179	0.063	0.012	0.0306	CV
E4	D5	EX	0.0146	0.051	0.012	0.0306	CV
E3	D4	EX	0.0111	0.039	0.012	0.0306	CV
E2	D3	EX	0.0076	0.027	0.012	0.0306	CV
E1	D2	EX	0.0044	0.015	0.009	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0.0018	0.006	0.006	0.0422	CV

Tableau V.5 : Calcul des déplacements inter-étages selon X-X

Suivant Y-Y:

Choose Tables for Display

Edit

MODEL DEFINITION (0 of 67 tables selected)

- Building Data
- Property Definitions
- Load Definitions
- Point Assignments
- Frame Assignments
- Area Assignments
- Input Design Data
- Design Overrides
- Options/Preferences Data
- Miscellaneous Data
- ANALYSIS RESULTS (1 of 27 tables selected)
 - Displacements
 - Table: Point Displacements
 - Table: Point Drifts
 - Table: Diaphragm CM Displacements
 - Table: Story Drifts
 - Table: Diaphragm Drifts
 - Table: Story Accelerations
 - Table: Diaphragm Accelerations
 - Reactions
 - Modal Information
 - Building Output
 - Frame Output
 - Area Output
 - Wall Output
 - Objects and Elements

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...

2 of 2 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

1 of 15 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set...

OK

Cancel

Select Output

Select

- 08E>G Combo
- 08EY>G Combo
- 08GE>X Combo
- 08GEY>Y Combo
- ELLU Combo
- EX Spectra
- EY Spectra
- G Static Load
- GQE>X Combo
- GQEY>Y Combo

OK

Cancel

Clear All

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	E9	D10	EY	0.0005	0.0169	0.0000	0.00000	0.00000	0.00022
	E8	D9	EY	0.0004	0.0151	0.0000	0.00000	0.00000	0.00020
	E7	D8	EY	0.0003	0.0132	0.0000	0.00000	0.00000	0.00017
	E6	D7	EY	0.0003	0.0112	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
	E5	D6	EY	0.0002	0.0092	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	E4	D5	EY	0.0002	0.0072	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	E3	D4	EY	0.0001	0.0053	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	E2	D3	EY	0.0001	0.0035	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	E1	D2	EY	0.0001	0.0020	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	RDC	D1	EY	0.0000	0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	$\delta_k=R*\delta_{ek}$	Δ_k	0.01he	Observation
E9	D10	EY	0.0169	0.059	0.004	0.0306	CV
E8	D9	EY	0.0151	0.053	0.007	0.0306	CV
E7	D8	EY	0.0132	0.046	0.007	0.0306	CV
E6	D7	EY	0.0112	0.039	0.007	0.0306	CV
E5	D6	EY	0.0092	0.032	0.007	0.0306	CV
E4	D5	EY	0.0072	0.025	0.006	0.0306	CV
E3	D4	EY	0.0053	0.019	0.007	0.0306	CV
E2	D3	EY	0.0035	0.012	0.005	0.0306	CV
E1	D2	EY	0.002	0.007	0.004	0.0306	CV
RDC	D1	EY	0.0008	0.003	0.003	0.0422	CV

Tableau V.6 : Calcul des déplacements inter-étages selon Y-Y

Remarque:

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible
(Condition Vérifiée)

V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux du bâtiment.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage « k »

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

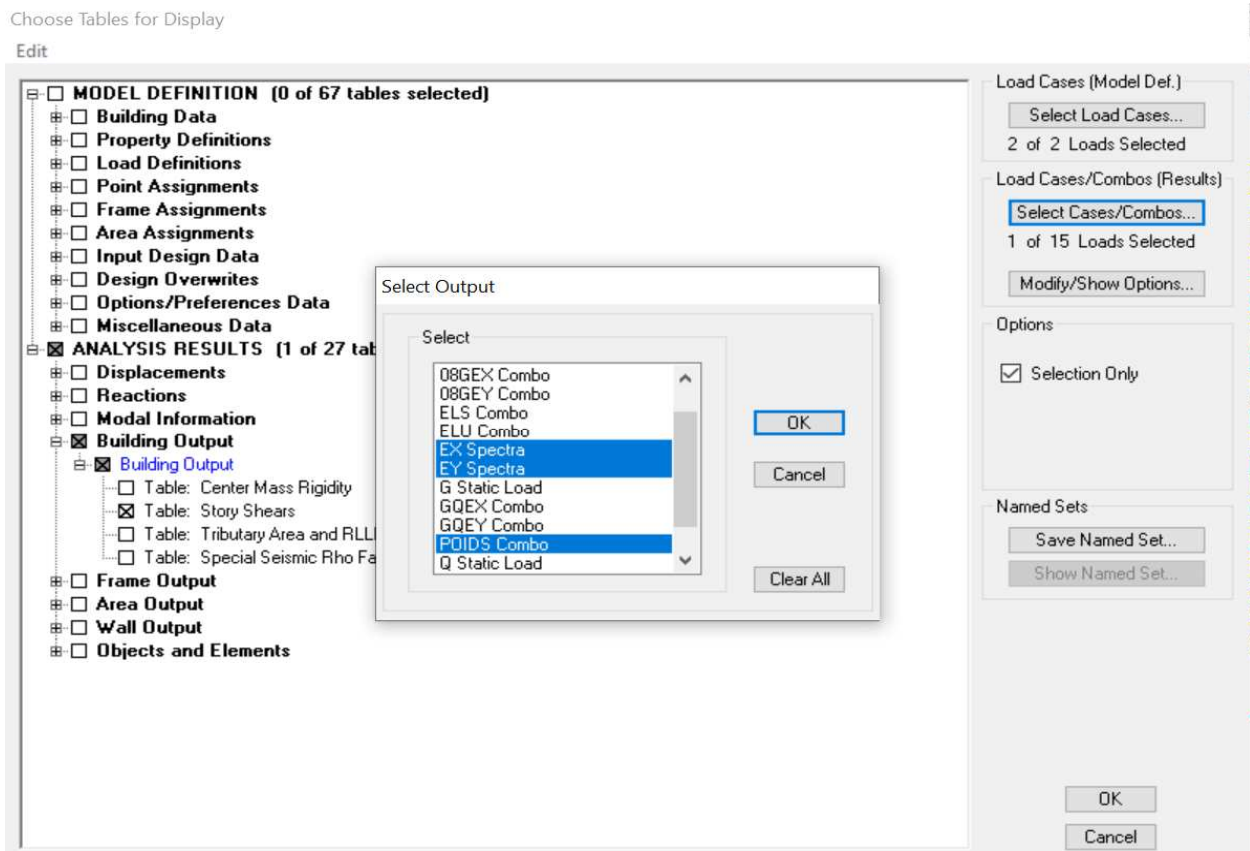
V_k : effort tranchant d'étage « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

H_k : hauteur d'étage « k »

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calcules par un facteur égal :
 $1 / (1 - \theta_k)$



Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	E9	EX	Top	0.00	346.45	2.75	3033.198	0.000	0.000
	E9	EX	Bottom	0.00	346.45	2.75	3033.198	8.409	1060.13
	E9	EY	Top	0.00	3.99	477.36	6528.373	0.000	0.000
	E9	EY	Bottom	0.00	3.99	477.36	6528.373	1460.733	12.199
	E9	POIDS	Top	3776.42	0.00	0.00	0.000	29713.177	-46778.2
	E9	POIDS	Bottom	4961.14	0.00	0.00	0.000	39046.930	-61979.31
	E8	EX	Top	0.00	771.19	5.48	6786.262	8.409	1060.13
	E8	EX	Bottom	0.00	775.99	5.51	6793.742	25.179	3425.54
	E8	EY	Top	0.00	7.15	1041.45	14270.222	1460.733	12.199
	E8	EY	Bottom	0.00	7.12	1047.67	14347.235	4654.339	33.931
	E8	POIDS	Top	8229.10	0.00	0.00	0.000	63939.675	-102209.4
	E8	POIDS	Bottom	9525.62	0.00	0.00	0.000	73503.177	-118791.1
	E7	EX	Top	0.00	1182.25	7.52	10385.745	25.179	3425.54
	E7	EX	Bottom	0.00	1186.83	7.54	10392.985	48.023	7042.57
	E7	EY	Top	0.00	8.85	1566.42	21479.271	4654.339	33.931
	E7	EY	Bottom	0.00	8.82	1572.11	21549.793	9445.705	60.578
	E7	POIDS	Top	12751.44	0.00	0.00	0.000	98425.417	-158509.4
	E7	POIDS	Bottom	14047.95	0.00	0.00	0.000	107988.918	-175091.0
	E6	EX	Top	0.00	1589.58	9.15	13922.751	48.023	7042.57
	E6	EX	Bottom	0.00	1593.94	9.17	13929.744	75.452	11890.77

Figure V:Tableau de l'effort tranchant aux niveaux des étages selon XX et YY tiré par ETABS

Remarque :

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous

les niveaux: $\theta \leq 0.1$

Story	Pk	SENS X-X				SENS Y-Y			
		Δk	Vk	Hk	Θ	Δk	Vk	Hk	Θ
E9	4961.14	0.008	346.45	3.06	0.037	0.004	477.36	3.06	0.014
E8	9525.62	0.009	775.99	3.06	0.036	0.007	1047.67	3.06	0.021
E7	14047.95	0.01	1186.83	3.06	0.039	0.007	1572.11	3.06	0.021
E6	18853.46	0.011	1593.94	3.06	0.043	0.007	2071.22	3.06	0.021
E5	23658.98	0.012	1989.91	3.06	0.047	0.007	2537.49	3.06	0.021
E4	28464.49	0.012	2363.19	3.06	0.047	0.006	2960.13	3.06	0.019
E3	33413.06	0.012	2717.81	3.06	0.048	0.007	3347.59	3.06	0.023
E2	38361.63	0.012	3046.93	3.06	0.049	0.005	3696.45	3.06	0.013
E1	43576.31	0.009	3337.08	3.06	0.038	0.004	4000.32	3.06	0.014
RDC	49372.07	0.006	3571.61	4.42	0.019	0.003	4246.42	4.42	0.008

Tableau V.7: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

V.9 Spécification pour les poteaux :

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{t28}} \leq 0.3$$

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

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

RDC → 1er étage : 50x50

2^{ème} → 3^{ème} étage : 45x45

4^{ème} → 6^{ème} étage: 40x40

7^{ème} → 9^{ème} étage : 35x35

Chapitre V : Vérification des conditions du R.P.A

Choose Tables for Display

Edit

MODEL DEFINITION (0 of 68 tables selected)

- Building Data
- Property Definitions
- Load Definitions
- Point Assignments
- Frame Assignments
- Area Assignments
- Input Design Data
- Design Overwrites
- Options/Preferences Data
- Miscellaneous Data
- ANALYSIS RESULTS (1 of 27 tables selected)**
- Displacements
- Reactions
- Modal Information
- Building Output
- Frame Output**
 - Frame Forces**
 - Table: Column Forces
 - Table: Beam Forces
- Area Output
- Wall Output
- Objects and Elements

Select Output

Select

- ELS Combo
- ELU Combo
- EX Spectra
- EY Spectra
- G Static Load
- GQEX Combo
- GQEY Combo
- POIDS Combo
- Q Static Load
- QGEX Combo
- QGEY Combo

OK

Cancel

Clear All

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...

2 of 2 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

2 of 15 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set...

OK

Cancel

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- L'effort normal réduit est vérifié. .

Toutes les vérifications vis-à-vis du **(RPA99-V2003)** sont satisfaites, on passe donc à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer la structure.

VI. Ferrailage des Eléments

VI.1 Ferrailage des poteaux :

Introduction:

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont:

L'ELU: $1.35G + 1.5Q$

L'ELS: $G + Q$

RPA99 révisé 2003: $G + Q \mp E, 0.8G \mp E$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle:

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18,48	1	400	400

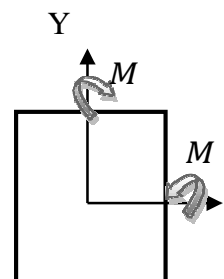
Tableau VI.1.1 : Paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

➤ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : moment du poteau dans le sens transversal



1.1. Recommandation du RPA 2003

Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1).

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est de **12mm**,

La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** (zone II).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone II_a).

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales

Pourcentage minimal:

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (zone II)

$$\text{Poteaux (50 x50): } A_{\min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45 x45): } A_{\min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40): } A_{\min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35): } A_{\min} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 3% en zone courante et 6 % en zone de recouvrement:

➤ Zone courante :

$$\text{Poteaux (50x50): } A_{\min} = 3\% b \times h = 0,03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45x45): } A_{\min} = 3\% b \times h = 0,03 \times 45 \times 45 = 60.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40): } A_{\min} = 3\% b \times h = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35): } A_{\min} = 3\% b \times h = 0,03 \times 35 \times 35 = 36.75 \text{ cm}^2$$

➤ Zone de recouvrement :

$$\text{Poteaux (50 x50): } A_{\min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45x45): } A_{\min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40): } A_{\min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35x35): $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{cm}^2$

Armatures transversales :(RPA 99/Art7.4.2.2)

Le calcul des armatures transversales se fait à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales; $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15\emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

a. La quantité d'armatures transversales minimale:

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda g \leq 3 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda g < 5$.

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : « **a** » et « **b** » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

VI.1.2 Calcul du ferrailage à l'ELU:

a. Les armatures longitudinales:

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une:

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

- **Section partiellement comprimée : (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c)N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée.

$$A_{ST1} = \frac{M_F}{\beta d \sigma_{st}}$$

D'où la section réelle est : $A_{ST} = A_{ST1} - \frac{N_U}{\sigma_{ST}}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392$ La section est doublement armée

On calcul : $M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = A_{ST1} + A_{ST2}$$

Avec : A_{st} c'est la section d'armature tendus.

Et $\Delta m = M_f + M_r$

• **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad \text{et} \quad (d - c)N_u - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{c}}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

$$(d - c)N_u - M_f \leq \left(0.5 - \frac{\hat{c}}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Donc : $A'_{st} \neq 0$; $A_{st} = 0$

$$\text{Avec } A'_{st} = \frac{N_U \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} Cas: S.D.A (Section Doublement Armée):

Si $(d - c)N_u - M_f > \left(0.5 - \frac{\hat{c}}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

$$\hat{A}_{STc} = \frac{Mu - (d - 0.5h)bf_b f_{bu}}{(d - \hat{c})\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{STc} = \frac{N - bf_b f_{bu}}{\sigma_{st}} - \hat{A}_{st}$$

Si $e_u = \frac{M_U}{N_U} = 0$ (Excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

destabilité de forme et la section d'armature sera : $A_{ST} = \frac{N - Bf_b f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

EXEMPLE DE CALCUL

-Poteaux(40X40)à l'ELU:

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{11.256}{1054.6} = 1.07 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \left(\frac{h}{2} - c\right) = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e_u = \frac{M_U}{N_U} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_F = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c\right) = 11.256 + 1054.6 \left(\frac{40}{2} - 16\right) = 179.992 \text{ KN.m} \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{c}}{h}\right) bh^2 f_{bc} = 232.65$$

$$\text{Donc : } (d - c)N_u - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{c}}{h}\right) bh^2 f_{bc} \rightarrow \text{SEC}$$

$$\left(0.5 - 1 \frac{\hat{c}}{h}\right) bh^2 f_{bc} = 272.64$$

$$\text{Donc } (d - c)N_u - M_f \leq \left(0.5 - 1 \frac{\hat{c}}{h}\right) bh^2 f_{bc} \rightarrow \text{SSA}$$

$$\psi = 0.46 \text{ implique } A_{ST} = -2.97 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Donc on applique } A_{min} = 48 \text{ cm}^2$$

1.3. Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Zones	Type de sollicitation	notations	Atrouvé (cm2)	Amin
Zone1(50x50)	Nmax =1805.01 Mcor=-6.529	SEC	0	20
	Nmin= 389.16 Mcor =12.718	SET	0	
	Ncor=-1614.36 M max =45.92	SEC	0	
Zone2(45x45)	N max =-1455.19 Mcor = -20.125	SEC	0	16.2
	N min=55.21 M cor =12.66	SET	0	
	N cor = -334.79 M max= 75.146	SEC	0	
Zone3(40x40)	N max= -1054.6 M cor = -11.256	SEC	0	12.8
	N min =38.23 M cor = 17.879	SPT	1.94	
	N cor = -192.59 M max = 74.038	SPC	2.99	
Zone4 (35x35)	N max = -490.5 M cor = -16.489	SEC	0	9.8
	N min = 7.1 M cor= 15.6	SPT	1.54	
	N cor 45.66 M max =65.719	SPC	5.154	

Tableau VI.1.2 :Récapitulatif des résultats de calcul a l'ELU

REMARQUE

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(50x50)	20	4HA20+4HA16	20.61
(45x45)	16.2	4HA20+4HA12	17.09
(40x40)	12.8	4HA16+4HA14	14.2
(35x35)	9.8	4HA14+4HA12	10.68

Tableau VI.1.3 :Récapitulatif de ferrailage des poteaux.

Vérification à l'ELU

Armaturestransversales

Leurcalculsefaità l'aidedela formule.(RPA 99 révisé 2003/Art7-4-2-2).

Ellessontcalculées à l'aidedelaformulesuivante: $\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_u Vu}{h f e}$

Espacementdesarmatures

Leur calcul se fait selonle RPAversion 2003: $\varphi_t = \frac{\rho_t}{3}$

Zone nodale

$S_t \leq \min\{10\varnothing^{\min}, 15\text{cm}\} = \min\{10 \times 1.2; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm}$

$S_t = 10\text{cm}$

Zone courante

$S_t \leq 15 \times \varnothing^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm}$

L'élancement géométrique du poteau :

$l_0 = 4.42\text{m}$ pour le RDC → $L_f = 0.7 \times 4.42 = 3.094\text{m}$.

$l_0 = 3.06\text{m}$ pour les étages courant $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$. →

Vérification de la quantité d'armatures:

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_{tmin} = 0.3\% bst$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_{tmin} = 0.8\% bst$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes dans notre cas on a

	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)
Vu(KN)	98.14	102.89	79.45	53.62
λ_g	6.118	4.75	5.355	6.12
ρ_a	2.5	3.75	2.5	2.5
Amin(cm ²) Zon nodale	Acal 1.23 Amin 1.5	Acal 2.14 Amin 1.71	Acal 1.24 Amin 1.2	Acal 0.958 Amin 1.05
Amin(cm ²) Zone courante	Acal 1.84 Amin 2.25	Acal 3.22 Amin 2.3	Acal 1.862 Amin 1.7	Acal 1.44 Amin 1.58
A adoptée (cm ²)	4HA10	4HA12	4HA10	4HA8
Amin	3.14	4.52	3.14	2.01

Tableau V.1.4. Choix des armatures transversales.

Longueur de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est de (Pour la zone II) : $L_r = 40\Phi$

- $\emptyset 20$ $L_r = 40 \times 2 = 80$ cm $L_r = 80$ cm
- $\emptyset 16$ $L_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm $L_r = 64$ cm
- $\emptyset 14$ $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm $L_r = 56$ cm
- $\emptyset 12$ $L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm $L_r = 48$ cm

Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$; $\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$

Pour les HA 16: $I_s = \frac{\emptyset f e}{4\tau_{su}} = 70.55 \text{ cm}$

Pour les HA 14: $I_s = \frac{\emptyset f e}{4\tau_{su}} = 56.54 \text{ cm}$

Pour les HA 12: $I_s = \frac{\emptyset f e}{4\tau_{su}} = 49.48 \text{ cm}$

Pour les HA 20: $I_s = \frac{\emptyset f e}{4\tau_{su}} = 42.40 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bd} \leq \tau'_{bu} = \rho b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Poteaux (50X50)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bd} = 0.44$$

Poteaux (45X45)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bd} = 0.56$$

Poteaux (40X40)(cas3 < $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bd} = 0.55$$

Poteaux (35X35)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bd} = 0.49$$

Donc la condition est vérifiée pour tous les poteaux

VI.1.1.1 Vérification à L'ELS :

VI.1.1.1.1 Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

Zones	Type de sollicitation	es	$A_{s_{min}}(cm^2)$	NOTATION
Zone 1 (50x50)	Nmax= -1315.2 Mcor=-4.5516	0.345	0.54	SEC
	Nmin=-266.44 Mcor=-9.176	3.44	2.62	SEC
	Ncor= -1175.63 maxr=-35.275	2.745	2.59	SEC
Zone2 (45x45)	Nmax= -1059.88Mcor=-14.469	1.36	2.01	SEC
	Nmin= -199.82 Mcor=-2.398	1.2	1.99	SEC
	Ncor= -526.59 Mmax=17.524	3.32	2.13	SEC
Zone 3 (40x40)	Nmax= -768.22Mcor=-8.282	1.07	1.57	SEC
	Nmin= -114.1 Mcor=-1.989	0.25	0.82	SEC
	Ncor= -282.84 Mmax=23.515	8.31	1.72	SPC
Zone 3 (35x35)	Nmax= -358.23 Mcor=-11.987	3.35	1.3	SEC
	Nmin= -35.09 Mcor=-6.493	18.5	1.32	SPC
	Ncor= -78.39 Mmin=27.038	34.49	1.33	SPC

Tableau V.1.5Récapitulatif des résultats de calcul a l ELS

Etat limite d' ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

Vérification des contraintes dans le béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite des services sous M et N s, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

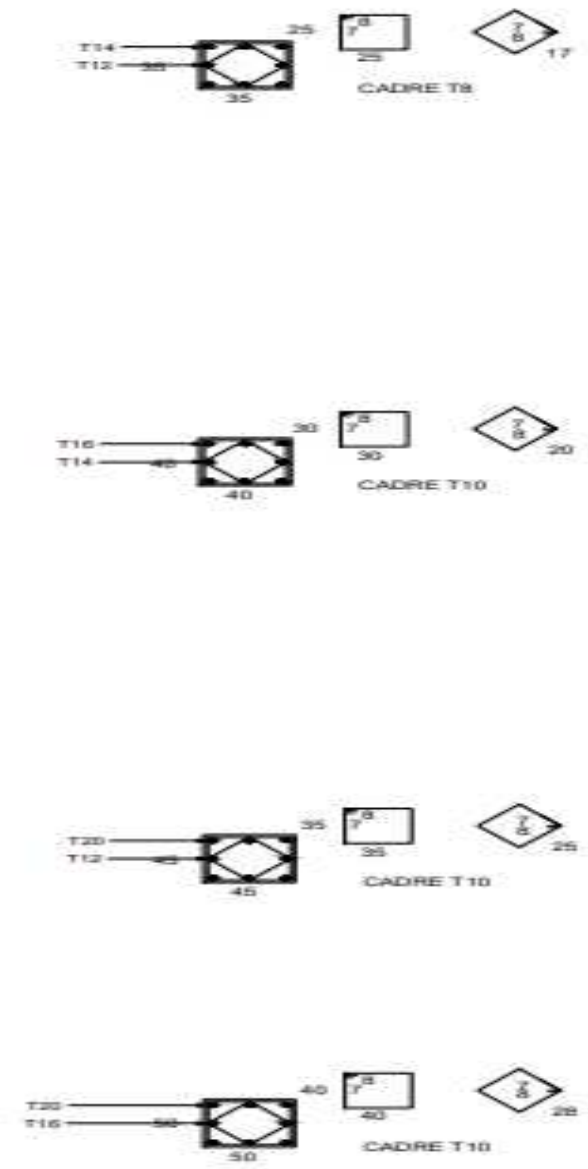
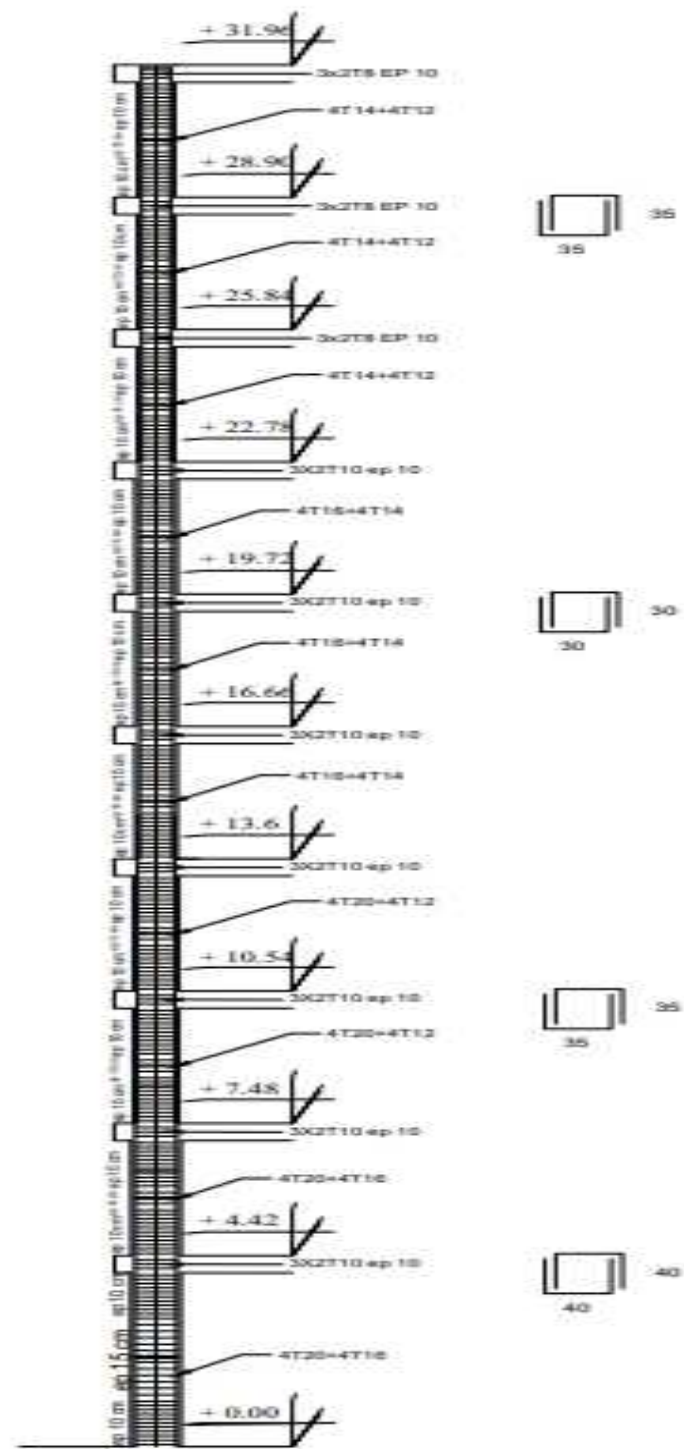
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	b MPa	σ_{sin} MPa	σ_{ssu} MPa	σ_{ssu} σ_s MPa	OBS
(50X50)	-1315.2	-4.55	4HA20+ 4HA16	4.09	4.39	15	65.4	61.9	348	CV
	-266.44	-9.176		0,64	1.23		17.6	10.5		
	-1175.63	-35.275		2.77	1.88		40.2	29.6		
(45X45)	-1059.88	-14.469	4HA20+ 4HA12	3.26	4.75	15	51.2	69	348	CV
	-199.82	-2.398		0.83	1.06		15.5	12.7		
	-526.59	17.524		2.89	1.31		40.9	22		
(40X40)	-768.22	-8.282	4HA16+ 4HA14	3.13	4.36	15	63.5	48.8	348	CV
	-114.1	-1.989		0.76	1.01		14.7	11.8		
	-282.84	23.515		2.94	0		39.5	3.23		
(35X35)	-358.23	-11.987	4HA14+ 4HA12	1.21	3.51		49.2	21.6	348	CV
	-35.09	-6.493		0.44	0.74		7.1	10.6		
	-78.39	27.038		0.04	0.6		9.26	1.56		

Tableau V.1.6 Les résultats obtenus sont données par le logiciel SOCOTEC.

On remarque que $\sigma_{bsup} \leq \sigma_{binf}$ donc les sections des poteaux qu'on a choisie pour vérifier les conditions du RPA sont trop grandes, ce qui justifie les efforts normaux réduits.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Université Mouloud HAMMADI Toudj-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil		
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+9 AVEC COUVERTURE INTERIEURE	PLANS: Parallélogramme des poteaux	
PRESENTE PAR : YASSER TOUFIK HASSI BOUSSEROU-BESSOU	NUMERO: 4/124	
DESINE PAR : YASSER TOUFIK	DATE: 2024	

VI.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage se fera en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront vérifiées à l'ELS.

► Les combinaisons de calcul :

1.35 G + 1.5 Q à l'ELU (B.A.E.L 91)

G+Q à l'ELS (B.A.E.L 91)

0.8G ± E (RPA 99 / Version 2003)

G + Q ± E (RPA 99 / Version 2003)

Recommandations et exigences du RPA :

Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

La longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø en zone IIa.**

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante.
- **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% b×h (cm ²)	4% b×h (cm ²)	6% b×h (cm ²)
Poutre principale (40x25)	5	40	60
Poutre secondaire (35x20)	3.5	28	42

Tableau VI.2.1: Section minimale des armatures longitudinales pour les poutres

Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : $S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{tmin} \right)$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ_{tmin} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Exposé de la méthode de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1^{er} cas:

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{st} = \frac{M_f - M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

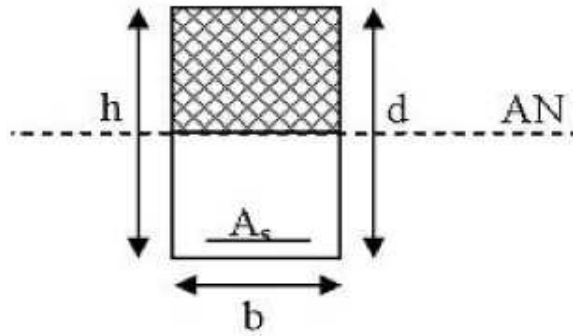


Figure VI.2.1 : Disposition des armatures tendues SSA

2^{ème} cas :

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ → La section est doublement armée (SDA)

On calcul:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum dans les poutres.

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

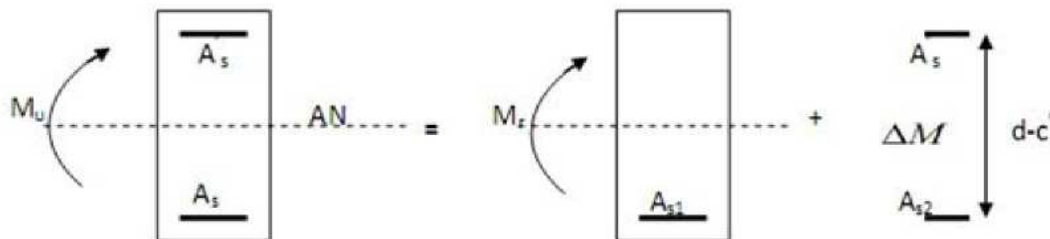


Figure VI.2.2 : Disposition des armatures SDA

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant:

	f_{c28}	f_e	f_{bu}	γ_b	γ_s	ϑ	σ_{st}
Situation accidentelle	25	400	18.48	1.15	1	0.85	400
Situation durable	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

Tableau VI.2.2 : Récapitulatif des paramètres de calcul

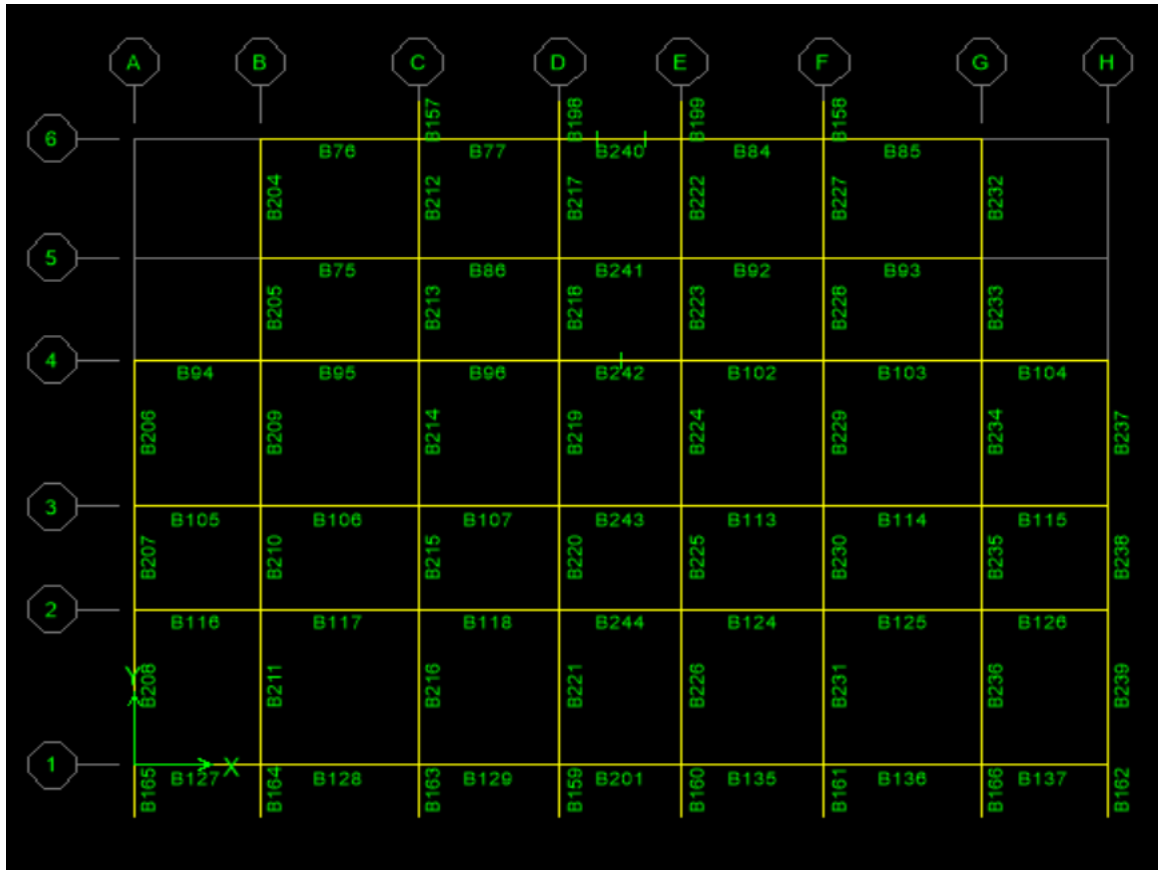


Figure VI.2.3. : Plan de repérage des poutres.

Calcul d'armatures longitudinales :

Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Les efforts internes au niveau des poutres sont tirés à partir des résultats de la modélisation par ETABS

VI.2.1.1.1 Exemple de calcul d'une poutre principale :

En travées : poutre B231 de plancher RDC

$$M_t = 43.175 \text{ KN.m(ELU)}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.175}{0.25 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.094$$

$$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.175}{0.951 \times 0.36 \times 348 \times 10^3} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : poutre B207 de plancher étage 5

$$M_a = -132.137 \text{ KN.m} (G + Q + E)$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{132.137}{0.25 \times 0.36^2 \times 18.48 \times 10^3} = 0.22$$

$$\mu = 0.22 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.874$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{132.137}{0.874 \times 0.36 \times 400 \times 10^3} = 10.5 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

poutre	M(KN.m)	comb	b (mm)	d (mm)	fbc (MPa)	μ	β	σ_s	As	Amax	Ferrailage adopter			
											filantes	chapeau	A adpt	
PP	App	132.137	Acci	250	360	18.48	0.220	0.874	400	10.5	5	3HA16	3HA14	10.65
	Trav	43.175	ELU	250	360	14.2	0.094	0.951	348	3.62	5	3HA16		6.03
PS	App	139.462	Acci	200	315	18.48	0.380	0.745	400	14.85	3.5	3HA20	3HA16	15.45
	Trav	44.55	ELU	200	315	14.2	0.05	0.974	348	4.17	3.5	3HA14		4.62

	Poutres principales (25x40)		Poutres secondaires (20x35)	
	$A_{Sadpt} (cm^2)$	Section choisis	$A_{Sadpt}(cm^2)$	Section choisis
App sup	10.65	3HA16+3HA14	15.45	3HA20+3HA16
App inf	6.03	3HA16	9.42	3HA20
Travée	6.03	3HA16	4.62	3HA14

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003 par rapport aux sections minimales

Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)		$A_t = 0.003 \times S_t \times b$ (cm^2)	Ferrailage (cm^2)
Poutre Principale	Zone nodale	$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min} \right)$ $S_t \leq (10; 16.8)$	$S_t=10$	0.75	4HA8=2.01
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2}=20$	$S_t = 20$	1.5	
Poutre Secondaire	Zone nodale	$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min} \right)$ $S_t \leq \min (10; 16.8)$	$S_t=10$	0.6	4HA8=2.01
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2}=17.5$	$S_t=15$	0.9	

Tableau VI.2.4 : Vérifications armatures transversale à l'ELU pour les poutres

VI.2.1.1.2 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL 91 Art A.4.2)

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$.

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

		A_{Adpt} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Condition
Poutre Principale (25X40)	Appui	10.65	1.09	Vérifiée
	Travée	6.03		Vérifiée
Poutre Secondaire (20X35)	Appui	15.45	0.76	Vérifiée
	Travée	4.62		Vérifiée

Tableau VI.2.5: Condition de non fragilité du béton de la section minimale

Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

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

V_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU

$$\bar{\tau} = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\} \text{MPa} = \min\left\{0.2 \frac{25}{1.5}; 5\right\} \text{MPa} = \{3.33; 5\} \text{MPa} = 3.33 \text{MPa}$$

$\bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$

Poutre	Effort Tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	V_u^{max}	104.37	25	36	1.16	3.33	Condition Vérifiée
Secondaire	V_u^{max}	74.2	20	31.5	1.18	3.33	Condition Vérifiée

Tableau VI.2.6 Vérification au cisaillement

Influence de l'effort tranchant :

Influence sur le Béton: (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3)

Il faut vérifier que :

$$V_u^{max} \leq \bar{V}_U = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b}$$

Poutre	Effort Tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	V _U (KN)	Observation
	V _u ^{max}						
Principale	V _u ^{max}	104.37	25	36	25	150	Condition Vérifiée
Secondaire	V _u ^{max}	74.2	20	31.5	25	120	Condition Vérifiée

Tableau VI.2.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton

Influence sur les armatures:(BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2)

$$A_a \geq [V_u - \frac{M_u}{0.9d}] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec : M_u en valeur algébrique. Si $(V_u - \frac{M_u}{0.9d}) < 0 \rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

POUTRE	Section	V _u (KN)	d (cm)	$(V_u - \frac{M_u}{0.9d})$	Observation
Principale	25x40	104.37	36	-237.626	La vérification n'est pas nécessaire
Secondaire	20x35	74.2	31.5	-231.36	La vérification n'est pas nécessaire

Tableau VI.2.8.: Influence sur les armatures

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (BAEL Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

τ_{se}: étant la contrainte d'entraînement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$$

POUTRE	Section	$\sum U_i$ (cm)	V_u^{max} (KN)	τ_{se} (MPA)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPA)	Observation
Principale	25x40	28.26	104.37	1.14	3.15	Condition Vérifiée
Secondaire	20x35	33.912	74.2	0.77	3.15	Condition Vérifiée

Tableau VI.2.9.: récapitulatif des résultats

Ancrage des armatures : (BAEL Art A.6.1.22)

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{SU}}$$

τ_{SU} : la contrainte d'adhérence à l'ancrage

$$\tau_{SU} = 0.6\Psi_S^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

Les barres que nous avons utilisées sont de diamètres ($\emptyset 20$; $\emptyset 16$; $\emptyset 14$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$L_S = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$L_S = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$$L_S = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0.4 L_S$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA 20 : } L_c = 0.4 \times 70.55 = 28.22 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } L_c = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } L_c = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$$

VI.2.1.1.3 Vérification à l'ELS :

État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré non préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire

État limite de déformation (la flèche) : (BAEL Art B.6.5)

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS :

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

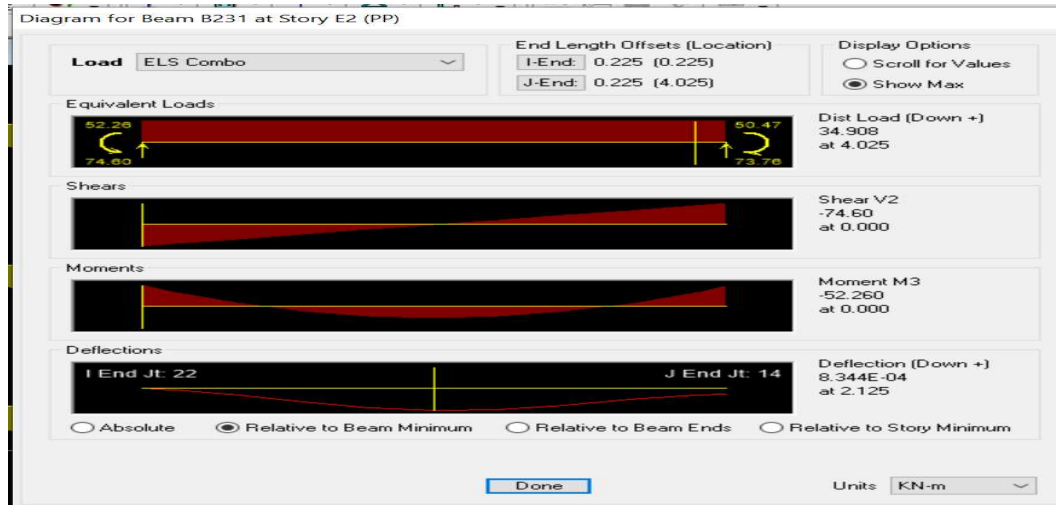


Figure VI.2.4 : La valeur de la flèche à la poutre principale à partir de l'ETABS

Poutres principales:

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0.085 \text{ cm}$$

$f_{etabs} = 0.0834 \text{ cm} < \bar{f} = 0.85 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

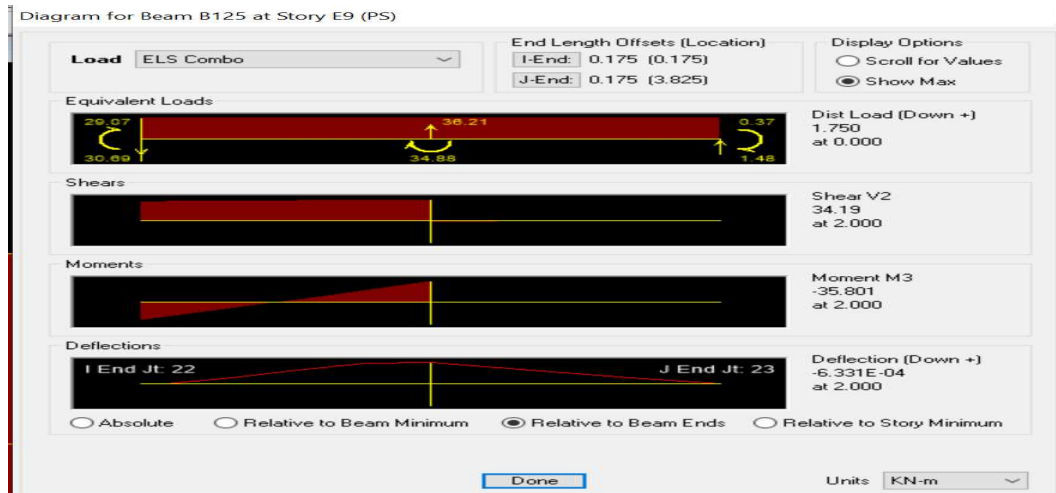


Figure VI.2.5: La valeur de la flèche à la poutre secondaire à partir de l'ETABS

Poutressecondaire:

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.08 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.0633 \text{ cm} < \bar{f} = 0.08 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes:

On a utilisé un logiciel de calcul SOCOTEC pour la vérification :

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers:**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow \{\beta_1; k_1 \rightarrow \text{à partir des tableaux à l'ELS}$$

Poutres	Localisation	A_s (cm^2)	M_S (KN.m)	σ_{st} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Poutre Principale	Appui	6.03	-8.158	46.939	348	CV
	Travée	6.03	31.136	163.7	348	CV
Poutre Secondaire	Appui	4.62	-13.686	111.6	348	CV
	Travée	4.62	32.43	8.95	348	CV

Tableau VI.2.10: Vérification de la contrainte dans les aciers à L'ELS pour les poutres

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)**

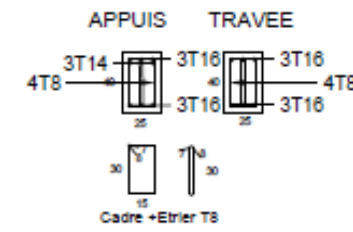
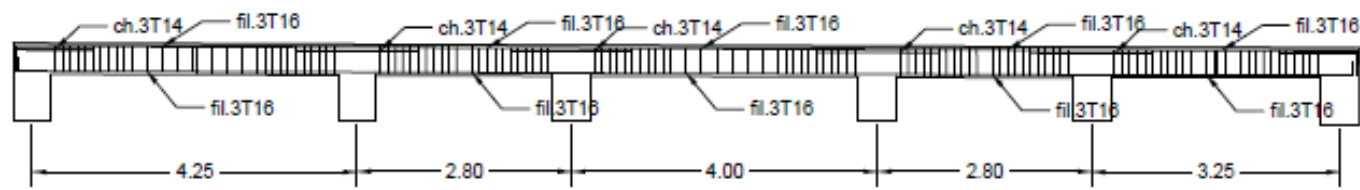
La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

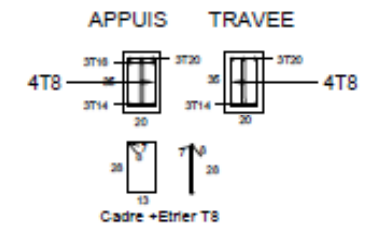
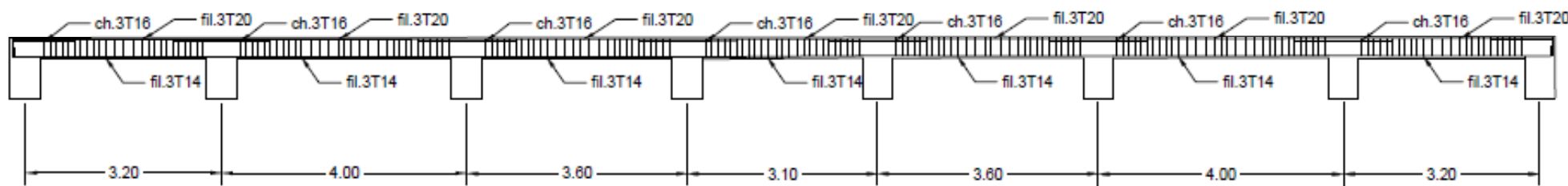
Poutres	Localisation	A_s (cm^2)	M_S (KN.m)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Poutre Principale	Appui	6.03	-8.158	1.76	15	CV
	Travée	6.03	31.136	6,07	15	CV
Poutre Secondaire	Appui	4.62	-13.686	4.5	15	CV
	Travée	4.62	32.43	8.95	15	CV

Tableau VI.2.11 : Vérification de la contrainte dans le béton à L'ELS pour les poutres

POUTRE PRINCIPALE



POUTRE SECONDAIRE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie civil

PROJET:
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION
A USAGE D'HABITATION: R+9
AVEC COMMERCES INTEGRES

PLANS:
Ferrailage des poutres

PRESENTE PAR :
TINKICHT YOUSIF
HADJI HOUSSEM-EDDINE

ECHELE:
1/100

DESSINE PAR :
YAHIAOULS

DATE:
NOV 2022

VI.3 FERRAILAGE DES VOILES

INTRODUCTION

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base. Il est soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de:

Armatures verticales,

Armatures horizontales,

Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL91 : $1.35 G + 1.5 Q$ ET $G + Q$

Selon le RPA version 2003: $G + Q + E$ et $0.8G + E$

COMPORTEMENT D'UN VOILE

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, on peut distinguer deux types de voiles ayant un comportement différent:

Voile élancé: $\frac{h}{l} > 1.5$

Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

EXPOSER DE LA METHODE

Le ferrailage des voiles se fait pour une bande de largeur d , les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) .

DETERMINATION DES DIAGRAMMES DES CONTRAINTES

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma = \frac{N}{B} = \frac{M \times V}{I}$$

Avec:

B : Section de béton.

I: Moment d'inertie du voile $\sigma = \frac{N}{B} = \frac{M \times V}{I}$

Le calcul se ferait pour une bande de longueur «d» donnée par : $d < \min\left(\frac{h_c}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$

H_c : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_c : La longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue: $L_T = L - L_c$

$$\sigma_1 = (L_c - d) \frac{\sigma_{max}}{L_T}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter:

Section entièrement comprimée (**S.E.C**),

Section partiellement comprimée (**S.P.C**),

Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones:

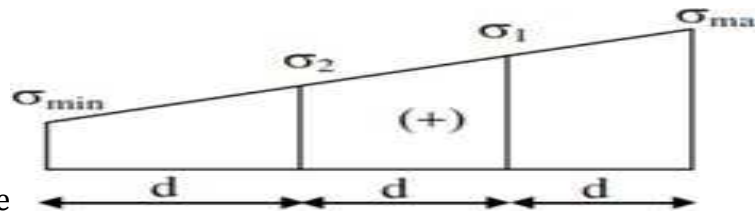
Zone I : RDC au 1^{er} étage.

Zone II: 2^{ème} et 3^{ème} étage,

Zone III: 4^{ème} étage au 6^{ème} étage.

Zone III: 7^{ème} étage au 9^{ème} étage

SECTION ENTIÈREMENT COMPRIMÉE (SEC)



$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec: N_i : Effort normal par bande (d)

e : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à:

$$A_{VI} = \frac{\sigma_i - B_x f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec:

B : Section du tronçon considéré,

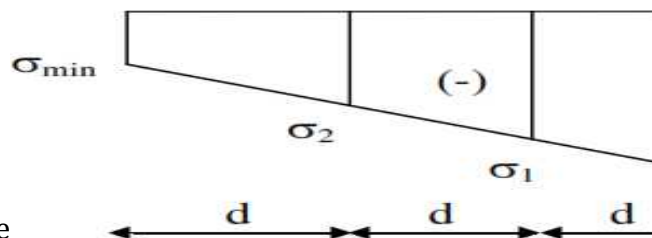
$f_{bc} = 14.2$ MPa situation courante,

$f_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

$\sigma_s = 348$ MPa: Situation Courante,

$\sigma_s = 400$ MPa: Situation Accidentelle.

VI.3.1.1 SECTION ENTIÈREMENT TENDUE (SET)



$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

La section d'armature pour une section entièrement tendue:

$$A_{VI} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMÉE (SPC)

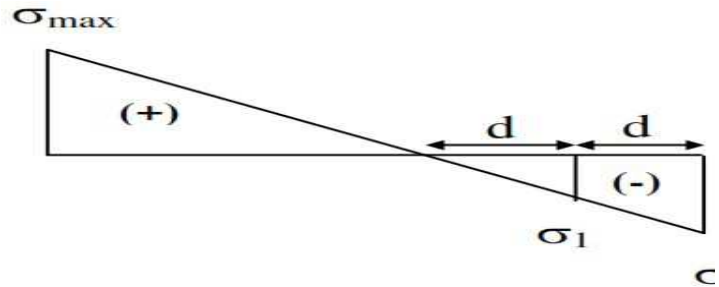


Figure V.3.3 Section partiellement comprimée.

Remarque

- Si σ_{\max} et σ_{\min} sont de signe positif, on aura une section entièrement tendue (S.E.T).
- Si σ_{\max} et σ_{\min} sont de signe négatif, on aura une section entièrement comprimée (S.E.C).
- Si σ_{\max} et σ_{\min} sont de signes contraires, on aura une section partiellement comprimée (S.P.C).

Armatures verticales

$$A_{VI} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$ Contrainte de l'acier à 1% = 348 MPa.

Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left(0.23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec: **B**: section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égal à **0,20** % de la section horizontale du béton tendu.

Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est:

$A_H \geq 0.15\% B$ globalement dans la section du voile (Art 7.7.4.3 RPA99/Version 2003).

$A_H \geq 0.15\% B$ en zone courante.

$$A_H = \frac{A_{V1}}{4} \text{ (BAEL 91 Modifiée 99)}$$

Avec: A_V : Section d'armatures verticales. B : Section du béton

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99/Version 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

VI.3.1.1 Les potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. D'autre part, les armatures des poteaux représentent les potelets à chaque extrémité d'un voile.

VI.3.1.1.2 Ferrailage minimal

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; \text{ (BAEL 91 Modifié 99)}$$

$$A_{min} = 0.2\%B; \text{ (RPA 99/Version 2003).}$$

DISPOSITION CONSTRUCTIVES

ESPACEMENT

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{(Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003)}$$

Avec

e : Épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 20 cm.

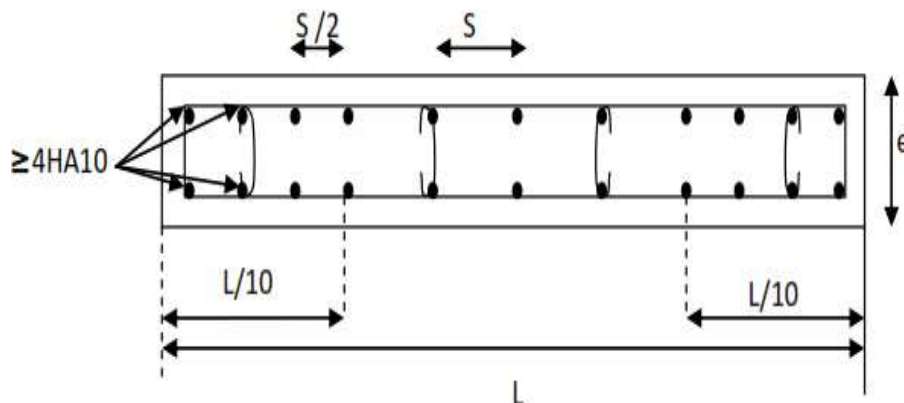


Figure V.3.4 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

LES LONGUEURS DE RECOUVREMENT

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où l'enversement 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.

Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B - 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

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

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B: Section du béton.

A: Section de l'acier.

VI.3.1.2 Contraintes Limites de cisaillement (Art 7.7.2 RPA99/version 2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 d}$$

Avec: $\bar{T} = 1.4 \times T_{\text{calculé}}$

b_0 : Épaisseur de linteau ou du voile

d: Hauteur utile $d = 0.9h$

h: hauteur totale de la section brute

T_u : Effort tranchant dans le niveau considéré

zone	I	II	III	IV
L (m)	2	2	2	2
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	0.5	0.5	0.5	0.5
I(m ⁴)	0.17	0.17	0.17	0.17
v=v'=L/2 (m)	1	1	1	1
N _{ser} (KN)	2213.01	1776.47	1335.23	-686.68
T (KN)	434.05	248.8	181.92	89.51
σ _{max} (KN/m ²)	20881.6	1576.6	5068	-3884.2
σ _{min} (KN/m ²)	-12910.4	-9259.4	-5084	1266.2
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L _c (m)	1.24	0.315	0.99	1.51
L _t (m)	0.76	1.7	1.01	0.49
d(m)	0.83	0.21	0.66	1.01
σ ₁ (KN/m ²)	11265.07	973.8	1655.88	3963.47
N ₁ (KN)	2508.2	268.62	556.04	660.25
N ₂ (KN)	1168.75	25.56	136.61	500.39
A _{v1} (cm ²)	62.705	6.72	13.9	16.51
A _{v2} (cm ²)	29.22	0.64	3.41	12.51
A _{min} (cm ²)	10.89	2.76	8.66	13.26
A _{vj} (cm ²)	16.71	9.58	7.0	3.45
A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4 (cm ²)	66.88	9.12	15.65	17.37
A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4 (cm ²)	33.39	3.04	8.66	13.37
bande 1	2x11HA20= 69.08 cm ²	2x3HA14= 9.24cm ²	2x9HA12= 20.34cm ²	2x14HA10=22.12cm ²
bande2	2x5HA25= 49.1cm ²	2x1HA14= 3.06cm ²	2x4HA12= 9.05cm ²	2x6HA12=13.56cm ²
bande 1	7	7	7	7
bande2	15	15	15	15
A _v /4	29.55	3.08	7.35	8.92
0,15%B	7.5	7.5	7.5	7.5
A _h	39.27cm ²	9.05 cm ²	9.05 cm ²	9.05 cm ²
Choix	8HA25	8HA12	8HA12	8HA12
δ _b =5	1.35	0.774	0.565	0.4
δ _u =3,26	0.96	0.552	0.404	0.198
σ _{bc} =15	4.26	3.45	2.62	1.35

Tableau VI.3.1Récapitulatif des résultats de calcul du voile VX1 et VX2

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

zone	I	II	III	IV
L (m)	1.55	1.55	1.55	1.55
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	0.38	0.38	0.38	0.38
I(m ⁴)	0.077	0.077	0.077	0.077
v=v'=L/2 (m)	0.775	0.775	0.775	0.775
N _{ser} (KN)	1828.36	1540.11	1181.67	608.66
T (KN)	354.62	214.79	179.03	121.8
σ _{max} (KN/m ²)	13574.8	3326.6	1583.2	5350.7
σ _{min} (KN/m ²)	-18270	-7612	-4134.9	-1478.2
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L _c (m)	0.67	0.47	0.43	1.21
L _t (m)	0.89	1.08	1.12	0.34
d(m)	0.446	0.27	0.28	0.81
σ ₁ (KN/m ²)	9135	5405.92	3064.26	739.1
N ₁ (KN)	1524.4	509.32	260.97	47.12
N ₂ (KN)	508.13	221.51	111.08	15.71
A _{v1} (cm ²)	38.11	12.73	6.52	1.18
A _{v2} (cm ²)	12.7	5.53	2.78	0.4
A _{min} (cm ²)	5.84	4.11	3.81	2.23
A _{vj} (cm ²)	13.65	8.26	6.89	4.69
A ₁ =A _{v1} +A _{vj/4} (cm ²)	41.52	14.79	8.24	2.35
A ₂ =A _{v2} +A _{vj/4} (cm ²)	16.11	7.6	4.5	2.23
bande 1	2x6HA25= 58.92 cm ²	2x4HA16=16.08cm ²	2x2HA20= 12.57cm ²	2x1HA14=3.08cm ²
bande2	2x2HA25= 19.64cm ²	2x2HA16= 8.04 cm ²	2x1HA20= 6.28cm ²	2x1HA12= 2.26cm ²
bande 1	7	7	10	10
bande2	15	15	15	15
A _{v/4}	19.64	6.03	4.71	1.34
0,15%B	5.81	5.81	5.81	5.81
A _h	25.13 cm ²	6.28cm ²	6.28 cm ²	6.28 cm ²
Choix	8HA20	8HA10	8HA10	8HA10
δ _b =5	1.42	0.86	0.718	0.49
δ _u =3,26	1.02	0.62	0.513	0.35
σ _{bc} =15	4.38	3.85	2.98	1.55

Tableau VI.3.2Récapitulatif des résultats de calcul du voile VX3

zone	I	II	III	IV
L (m)	0.95	0.95	0.95	0.95
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	0.238	0.238	0.238	0.238
I(m ⁴)	0.018	0.018	0.018	0.018
v=v'=L/2 (m)	0.475	0.475	0.475	0.475
N _{ser} (KN)	1480.09	1228.89	926.81	467.19
T (KN)	468.14	335.58	204.65	111.57
σ _{max} (KN/m ²)	34683.2	12528	-16061.1	4305.4
σ _{min} (KN/m ²)	-21831.8	-13862.7	18483	-3986.2
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L _c (m)	0.58	0.45	0.44	0.49
L _t (m)	0.37	0.5	0.51	0.46
d(m)	0.39	0.3	0.29	0.32
σ ₁ (KN/m ²)	10915.9	6931.35	9241.5	1993.1
N ₁ (KN)	757.3	649.81	883.72	171.9
N ₂ (KN)	202.43	216.6	294.57	57.3
A _{v1} (cm ²)	18.93	15.25	22.09	4.29
A _{v2} (cm ²)	5.06	5.42	7.36	1.43
A _{min} (cm ²)	2.43	3.28	3.35	3.02
A _{vj} (cm ²)	18.02	12.92	7.88	4.29
A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4(cm ²)	23.44	18.48	24.06	5.36
A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4(cm ²)	9.56	8.65	9.33	3.02
bande 1	2x3HA25= 29.45cm ²	2x3HA20=18.84cm ²	2x3HA25= 29.45cm ²	2x3HA12= 6.78cm ²
bande2	2x1HA25= 9.82cm ²	2x1HA25= 9.82cm ²	2x1HA25= 9.82cm ²	2x1HA14= 3.08cm ²
bande 1	7	7	7	7
bande2	15	15	15	15
A _v /4	9.82	7.16	9.82	2.47
0,15%B	3.56	3.56	3.56	3.56
A _h	12.32 cm ²	9.05 cm ²	12.32 cm ²	6.28 cm ²
Choix	8HA14	8HA12	8HA14	8HA10
δ _b =5	3.06	2.2	1.34	0.73
δ _u =3,26	2.19	1.57	0.95	0.52
σ _{bc} =15	5.87	4.87	3.67	1.93

Tableau VI.3.3Récapitulatif des résultats de calcul du voile VX5 et VX6

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

zone	I	II	III	IV
L (m)	2.35	2.35	2.35	2.35
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	0.587	0.587	0.587	0.587
I(m ⁴)	0.27	0.27	0.27	0.27
v=v'=L/2 (m)	1.175	1.175	1.175	1.175
N _{ser} (KN)	1182.94	977.25	774.48	417.22
T (KN)	574.48	440.88	346.22	177.52
σ _{max} (KN/m ²)	2634.6	431.6	1645.9	1718.6
σ _{min} (KN/m ²)	-5673.2	-788.7	-2225.3	-1993.6
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L _c (m)	0.75	0.84	1.01	1.09
L _t (m)	1.6	1.51	1.34	1.26
d(m)	0.5	0.56	0.67	0.63
σ ₁ (KN/m ²)	598.35	496.2	1112.65	996.8
N ₁ (KN)	391.97	89.95	281.64	235.5
N ₂ (KN)	37.4	34.73	93.88	78.5
Av ₁ (cm ²)	9.8	2.25	7.04	5.88
Av ₂ (cm ²)	0.94	0.87	2.35	1.96
A _{min} (cm ²)	6,56	7.35	8.86	8.27
Av _j (cm ²)	22.12	16.97	13.33	6.83
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	15.33	7.35	10.37	8.27
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	6.56	7.35	8.86	8.27
bande 1	2x5HA14= 15.4cm ²	2x5HA14=11.3cm ²	2x6HA12= 13.56cm ²	2x6HA12= 13.56cm ²
bande2	2x2HA16= 8.04cm ²	2x2HA16= 8.04 cm ²	2x3HA14= 9.24cm ²	2x3HA14= 9.24cm ²
bande 1	10	10	10	10
bande2	20	20	20	20
Av/4	5.86	4.83	5.7	5.7
0,15%B	8.81	8.81	8.81	8.81
A _h	9.05 cm ²	9.05cm ²	9.05 cm ²	9.05 cm ²
Choix	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
δb=5	1.52	1.17	0.917	0.47
δu=3,26	1.09	0.84	0.655	0.335
σbc=15	1.97	1.63	1.28	0.69

Tableau VI.3.4Récapitulatif des résultats de calcul du voile VX4 et VX7

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

zone	I	II	III	IV
L (m)	4.25	4.25	4.25	4.25
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	1.0625	1.0625	1.0625	1.0625
I(m ⁴)	1.6	1.6	1.6	1.6
v=v'=L/2 (m)	2.125	2.125	2.125	2.125
Nser (KN)	2522.15	1989.45	1466.29	-447.45
T (KN)	842.15	709.27	529.8	234.79
σmax (KN/m ²)	13742.8	6402.3	2578.9	-512
σmin (KN/m ²)	-15337.8	-7744.8	-3527.4	-505.6
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	0.42	2	1.8	2.14
Lt(m)	3.83	2.25	2.45	2.11
d(m)	0.28	1.33	1.2	1.42
σ1 (KN/m ²)	502.34	1906.46	631.56	196.55
N1 (KN)	554.4	1604.52	623.84	116.73
N2 (KN)	17.58	316.94	82.25	31.68
Av1 (cm ²)	13.86	40.11	15.6	2.92
Av2 (cm ²)	0.43	7.94	15.79	0.79
Amin (cm ²)	3.675	17.45	15.75	17.45
Avj (cm ²)	32.42	24.82	18.54	8.22
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	21.97	46.32	20.24	4.98
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	11.85	14.15	20.43	2.85
bande 1	2x4HA20= 25.12 cm ²	2x19HA14= 58.52cm ²	2x17HA10 = 26.52cm ²	2x19HA10= 29.64 cm ²
bande2	2x2HA20= 12.56cm ²	2x8HA12= 18.1 cm ²	2x8HA10 = 12.56cm ²	2x19HA10= 29.64cm ²
bande 1	7	7	7	7
bande2	15	15	15	15
Av/4	9.42	19.15	9.77	14.82
0,15%B	15.94	15.84	15.94	15.94
Ah	16.09 cm ²	25.13cm ²	16.09 cm ²	16.09 cm ²
Choix	8HA16	8HA20	8HA16	8HA16
δb=5	1.23	1.03	0.7756	0.347
δu=3,26	0.88	0.741	0.55	0.25
σbc=15	2.33	1.84	1.36	0.413

Tableau VI.3.5Récapitulatif des résultats de calcul du voile VY1

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

zone	I	II	III	IV
L (m)	4	4	4	4
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	1	1	1	1
I(m ⁴)	1.33	1.33	1.33	1.33
v=v'=L/2 (m)	2	2	2	2
Nser (KN)	1822.03	1335.32	1004.1	515.76
T (KN)	772.53	640.4	474.84	232.34
σmax (KN/m ²)	13678.1	6582.1	2970.25	464.9
σmin (KN/m ²)	-14907.5	-7305.9	-3023.67	-457.7
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	1.91	1.9	1.98	2.02
Lt(m)	2.09	2.1	2.02	1.98
d(m)	1.045	1.05	1.01	0.99
σ1 (KN/m ²)	7453.75	3652.95	1511.83	228.85
N1 (KN)	2920.94	1438.35	572.6	84.96
N2 (KN)	973.65	479.45	190.86	28.32
Av1 (cm ²)	73.02	35.96	14.32	2.12
Av2 (cm ²)	24.34	11.98	4.77	0.71
Amin (cm ²)	13.71	13.78	13.26	12.99
Avj (cm ²)	29.74	24.66	18.28	8.95
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	80.46	42.13	18.89	12.99
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	31.77	18.15	13.26	12.99
bande 1	2x14HA20= 87.92cm ²	2x15HA14=46.2cm ²	2x14HA12= 31.64m ²	2x14HA12=31.64cm ²
bande2	2x6HA20= 37.68cm ²	2x7HA14= 21.56cm ²	2x6HA12= 13.56cm ²	2x6HA14= 13.56cm ²
bande 1	7	7	7	7
bande2	15	15	15	15
Av/4	31.4	16.94	11.3	11.3
0,15%B	15	15	15	15
Ah	39.27cm ²	25.13cm ²	16.08cm ²	16.08cm ²
Choix	8HA25	8HA20	8HA16	8HA16
δb=5	1.2	0.99	0.74	0.36
δu=3,26	0.86	0.712	0.53	0.26
σbc=15	1.72	1.29	0.98	0.51

Tableau VI.3.6 Récapitulatif des résultats de calcul du voile VY2 et VY9

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

zone	I	II	III	IV
L (m)	2.8	2.8	2.8	2.8
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	0.7	0.7	0.7	0.7
I(m ⁴)	0.457	0.457	0.457	0.457
v=v'=L/2 (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
Nser (KN)	2026.62	1748.91	1322.33	682.61
T (KN)	436.22	312.09	242.74	138.87
σmax (KN/m ²)	11090.2	-938.6	1324.4	138.1
σmin (KN/m ²)	-15709.6	6494	-3928.1	-482.7
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	1.16	0.35	0.71	0.62
Lt(m)	1.64	2.45	2.09	2.18
d(m)	0.77	0.23	0.47	0.41
σ1 (KN/m ²)	2637.3	45.97	152.08	13.3
N1 (KN)	1765.89	188.02	239.71	25.42
N2 (KN)	253.84	1.32	8.93	0.68
Av1 (cm ²)	44.15	4.7	5.99	0.64
Av2 (cm ²)	6.35	0.03	0.22	0.02
Amin (cm ²)	10.11	3.02	6.17	5.38
Avj (cm ²)	16.79	12.02	9.35	5.35
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	48.35	7.71	8.33	5.38
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	10.55	3.04	6.17	5.38
bande 1	2x11HA20= 69.08cm ²	2x3HA14=9.24cm ²	2x6HA10= 9.48m ²	2x5HA10= 7.9cm ²
bande2	2x5HA12= 11.3cm ²	2x1HA14= 3.08cm ²	2x3HA12= 6.78cm ²	2x2HA14= 6.16cm ²
bande 1	7	7	7	7
bande2	15	15	15	15
Av/4	20.1	3.08	4.07	3.52
0,15%B	10.5	10.5	10.5	10.5
Ah	25.13cm2	12.32cm2	12.32 cm2	12.32m2
Choix	8HA20	8HA14	8HA14	8HA14
δb=5	0.97	0.69	0.539	0.31
δu=3,26	0.69	0.495	0.385	0.22
σbc=15	2.71	2.46	1.86	0.96

Tableau VI.3.7Récapitulatif des résultats de calcul du voile VY3 et VY7

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

zone	I	II	III	IV
L (m)	1.55	1.55	1.55	1.55
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	0.388	0.388	0.388	0.388
I(m ⁴)	0.078	0.078	0.078	0.078
v=v'=L/2 (m)	0.775	0.775	0.775	0.775
Nser (KN)	2079.27	1703.37	1272.78	613.27
T (KN)	127.61	112.2	101.08	87.27
σmax (KN/m ²)	3545.4	3331.9	2132.4	881.3
σmin (KN/m ²)	-9237.3	-4964.6	-1955.4	-1314.4
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	0.43	0.62	0.81	0.62
Lt(m)	1.12	0.93	0.74	0.93
d(m)	0.29	0.41	0.54	0.41
σ1 (KN/m ²)	6845.5	2775.9	977.7	734.93
N1 (KN)	586.26	396.7	135.66	105.03
N2 (KN)	248.15	142.26	45.22	37.66
Av1 (cm ²)	14.65	9.92	3.39	2.63
Av2 (cm ²)	6.2	3.56	1.13	0.94
Amin (cm ²)	3.81	5.38	4.86	5.38
Avj (cm ²)	4.91	4.32	3.89	3.36
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	15.87	11	4.86	5.38
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	7.43	5.38	4.86	5.38
bande 1	2x4HA16= 16.08 cm ²	2x5HA12=11.3cm ²	2x5HA12= 11.3m ²	2x5HA12= 11.3cm ²
bande2	2x2HA16= 8.04cm ²	2x4HA12= 9.04cm ²	2x3HA12= 6.78cm ²	2x4HA12= 9.04cm ²
bande 1	7	7	7	7
bande2	10	10	10	10
Av/4	6.03	5.09	4.52	5.09
0,15%B	5.81	5.81	5.81	5.81
Ah	6.28cm ²	6.28cm ²	6.28 cm ²	6.28cm ²
Choix	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
δb=5	0.512	0.45	0.405	0.35
δu=3,26	0.366	0.32	0.289	0.25
σbc=15	5.2	4.25	3.2	1.53

Tableau VI.3.8Récapitulatif des résultats de calcul du voile VY4 et VY5

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

zone	I	II	III	IV
L (m)	2.05	2.05	2.05	2.05
e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
B(m ²)	0.513	0.513	0.513	0.513
I(m ⁴)	0.18	0.18	0.18	0.18
v=v'=L/2 (m)	1.025	1.025	1.025	1.025
Nser (KN)	1580.42	1226.76	909.38	452.92
T (KN)	326.21	303.46	253.36	138.59
σmax (KN/m ²)	6912.1	3270.2	1795.5	-1960.9
σmin (KN/m ²)	-10051.6	-6069.4	-4060.5	794.1
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	0.83	0.71	0.63	1.46
Lt(m)	1.22	1.34	1.42	0.59
d(m)	0.55	0.47	0.42	0.973
σ1 (KN/m ²)	5520.14	3940.58	2859.5	397.05
N1 (KN)	1070.56	588.09	363.3	43.92
N2 (KN)	379.51	231.5	150.12	14.64
Av1 (cm ²)	26.76	14.7	9.08	1.09
Av2 (cm ²)	9.48	5.79	3.75	0.36
Amin (cm ²)	7.22	6.17	5.51	3.87
Avj (cm ²)	12.56	11.68	9.75	5.36
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	29.9	17.62	11.52	3.87
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	12.62	8.71	6.09	3.87
bande 1	2x5HA20= 31.4cm ²	2x4HA20=25.12cm ²	2x4HA14= 12.32cm ²	2x2HA12= 4.52cm ²
bande2	2x3HA20= 18.84cm ²	2x3HA14= 9.24cm ²	2x2HA14= 6.16cm ²	2x1HA16= 4.02cm ²
bande 1	10	10	10	10
bande2	15	15	15	15
Av/4	12.56	8.59	4.62	2.13
0,15%B	7.68	7.68	7.68	7.68
Ah	16.08 cm ²	9.05cm ²	9.05 cm ²	9.05cm ²
Choix	8HA16	8HA12	8HA12	8HA10
δb=5	0.99	0.92	0.77	0.42
δu=3,26	0.707	0.66	0.55	0.3
σbc=15	2.92	2.33	1.77	0.87

Tableau VI.3.9Récapitulatif des résultats de calcul du voile VY6

VI.3.1.2.1 Principes de dimensionnement des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V)

On devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (A_l);

Des aciers transversaux (A_t);

Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c);

Des aciers diagonaux (A_D) si nécessaires.

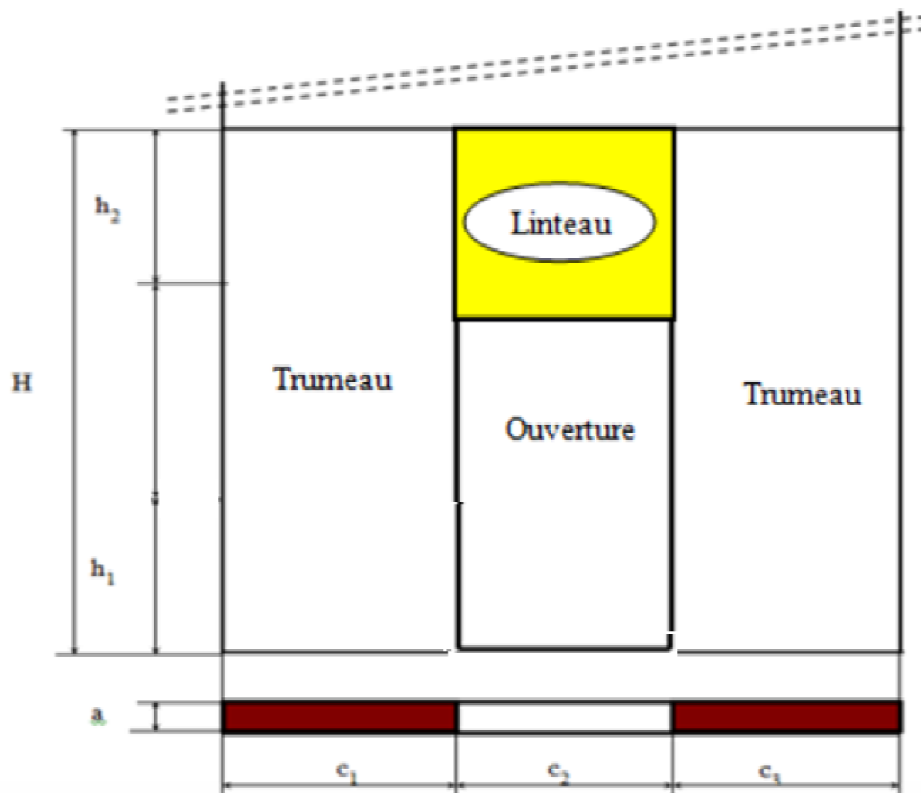


Figure 3.5 : Représentation du linteau dans un voile avec ouverture.

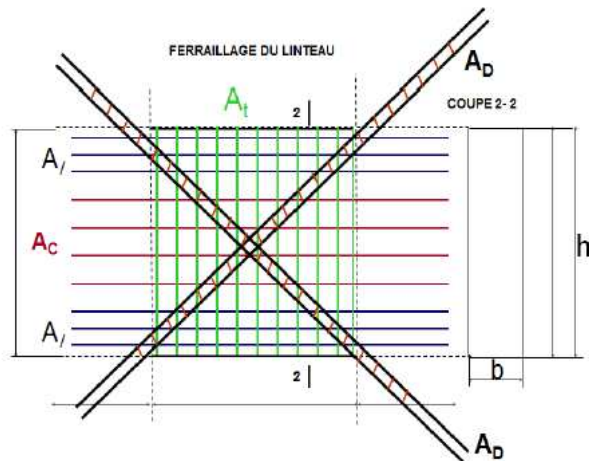


Figure 3.6: Disposition des armatures nécessaire dans le linteau

VI.3.1.2.2 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

b: épaisseur du voile.

d: hauteur utile = 0,9.h

h : hauteur totale de la section brute

- **Acier longitudinaux**

1^{er} cas: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_L \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec, M : Moment dû à l'effort tranchant (V)

$$z = h - 2d'$$

Où ; h : est la hauteur totale du linteau

d' : est la distance d'enrobage

2ème cas : $\tau_b > 0.06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires

VI.3.1.2.3 Ferrailage minimal

Armatures longitudinales minimales :

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015b.h$$

Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à **0.20%**.

$$A_c \geq 0.002b.h$$

- **Aciers transversaux**

1^{er} cas: $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$

Armatures transversales

Pour $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$: $A_t \geq 0.0015 b.s$

Pour $\tau_b > 0.025f_{c28}$: $A_t \geq 0.0025 b.s$

Premier sous- cas : linteaux longs :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$$

L'espacement des cours d'armatures transversales : doit être :

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{\bar{V}}$$

Où

A_t : section d'un cours d'armatures transversales ;

z : $h - 2d'$;

\bar{V} : Effort tranchant dans la section considérée (V) ;

l : portée du linteau.

2ème sous cas : linteaux courts

$$\lambda_g \leq 1$$

L'espacement des cours d'armatures transversales : doit avoir :

$$s \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec,

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_C = A_l \cdot f_e \cdot z$$

avec, $z = h - 2d'$

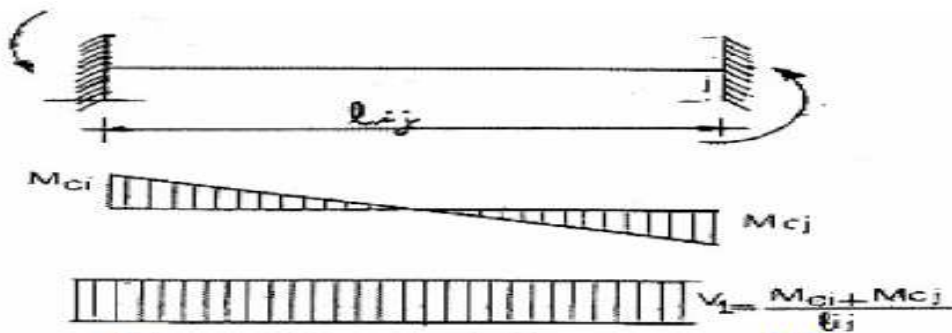


Figure 3.7 : Cas du linteau court

- **Armatures diagonales A_d**

1^{er} cas: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les armatures diagonales A_d **ne sont pas nécessaires** ($A_d = 0$).

2ème cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule

$$A_D = \frac{V}{2. f_e \sin \alpha}$$

Avec

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

et $V = V_u$ calcul (sans majoration)

Les armatures diagonales minimales : $A_D \geq 0.0015 b \cdot h$ si $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

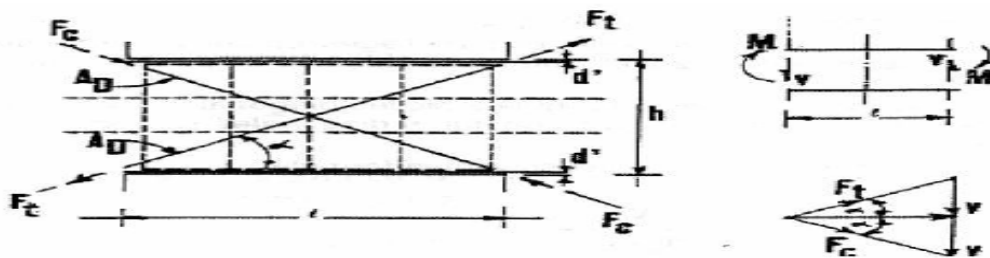


Figure : Efforts dans les bielles du linteau

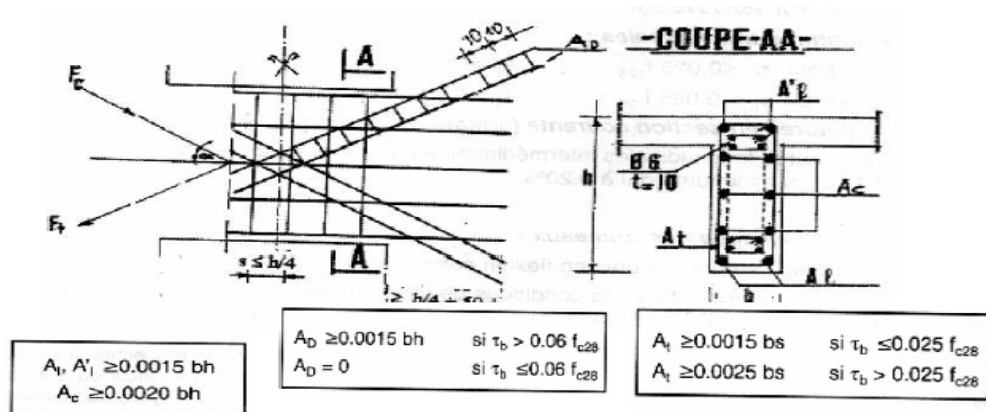


Figure 3.8 : Armatures de linteau

VI.3.1.2.4 Calcul (RDC)

$h=1.97m, b=0.25 m, L=1.20m$

Dans le calcul du ferrailage du linteau,

L'effort tranchant par logiciel (ETABS) : V_U (gauche) = 1344.11 KN, V_U (droit) = 1326.71 KN

Doit être majoré de 1.4

$$V = 1.4V_U$$

$$\text{Soit : } V = 1.4 \times 1344.11 = 1881.75 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :D après RPA99,

$$\text{on a } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1881.75 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1970} = 4.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4.25 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée

Calcul des armatures

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4.25 \text{ Mpa} > 1.5 \text{ Mpa} \quad \text{donc on devra disposer :}$$

Des aciers longitudinaux de flexion (Al);

Des aciers transversaux (At);

Des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac);

Des aciers diagonaux (Ad)

Calcul de (Al)

Section minimale exigée par le RPA99 :

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 25 \times 197 = 7.388 \text{ cm}^2$$

Calcul de (At)

$$\tau_b = 4.25 \text{ Mpa} > 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

Section minimale exigée par le RPA99 :

$$A_t \geq 0.0025 b.s = 0.0025 \times 25 \times 15 = 0.938 \text{ cm}^2$$

Calcul de (A_c)

$$A_c \geq 0.002b \cdot h = 0.002 \times 25 \times 197 = 9.85 \text{ cm}^2$$

Calcul de (A_d)

$$\tau_b = 4.25 \text{ Mpa} > 1.5 \text{ Mpa}$$

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_c \sin \alpha}$$

Avec

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$\text{AN : } \tan \alpha = \frac{1.97 - 2 \times 0.2}{1.2} = 1.308 \quad \text{avec } d' = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1}(1.308) = 52.6^\circ \quad A_D = \frac{1344.11 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(52.6)} = 21.15 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigée par le RPA99 :

$$A_D \geq 0.0015b \cdot h = 0.0015 \times 25 \times 197 = 7.387 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_D = \max(A_{Dcal}, A_{DRPA}) = 21.15 \text{ cm}^2$$

VI.3.1.2.5 Ferrailage final

$$A_l = 7.388 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 8.04 \text{ cm}^2 (4\text{HA}16)$$

$$A_t = 0.939 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 1.51 \text{ cm}^2 (3\text{HA}8)$$

$$A_c = 9.85 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 12.06 \text{ cm}^2 (6\text{HA}16)$$

$$A_d = 21.15 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_s = 25.12 \text{ cm}^2 (8\text{HA}20)$$

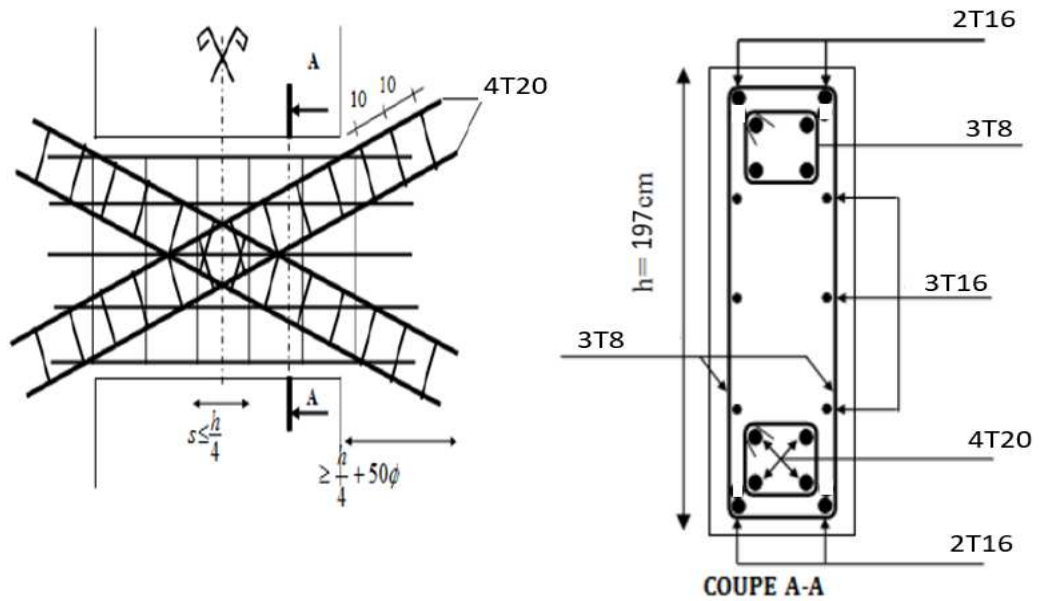


Figure 3.9 : Schéma de ferrailage du linteau(RDC).

VI.3.1.2.6 Calcul (Etage courant)

$h=0.61\text{m}$, $b=0.25\text{ m}$, $L=1.20\text{m}$

Dans le calcul du ferrailage du linteau,

L'effort tranchant par logiciel (ETABS) : V_U (gauche) =462.87 KN, V_U (droit)=455.67 KN

Doit être majeure de 1.4

$$V=1.4V_U$$

$$\text{Soit : } V = 1.4 \times 462.87 = 648.02 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :D après RPA99

$$\text{on a } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{648.02 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 610} = 4.72 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 4.72 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$ La condition est vérifiée

Calcul des armatures

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4.72 \text{ Mpa} > 1.5 \text{ Mpa} \quad \text{donc on devra disposer :}$$

Des aciers longitudinaux de flexion (Al);

Des aciers transversaux (At);

Des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac);

Des aciers diagonaux (Ad)

Calcul de (Al)

Section minimale exigée par le RPA99 :

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 25 \times 61 = 2.29 \text{ cm}^2$$

Calcul de (At)

$$\tau_b = 4.72 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

Section minimale exigée par le RPA99 :

$$A_t \geq 0.0025 b \cdot s = 0.0025 \times 25 \times 15 = 0.938 \text{ cm}^2$$

Calcul de (Ac)

$$A_c \geq 0.002 b \cdot h = 0.002 \times 25 \times 61 = 3.05 \text{ cm}^2$$

Calcul de (Ad)

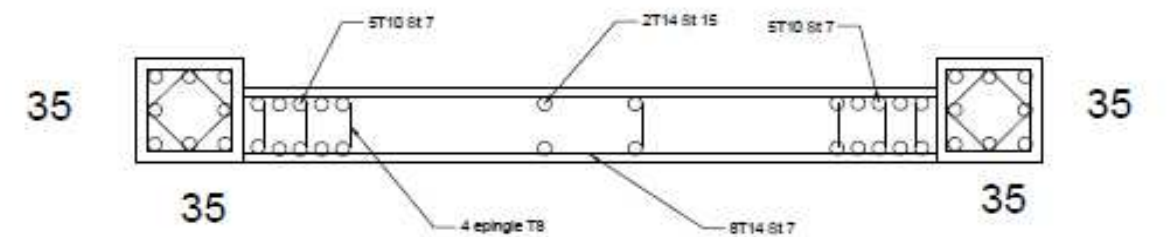
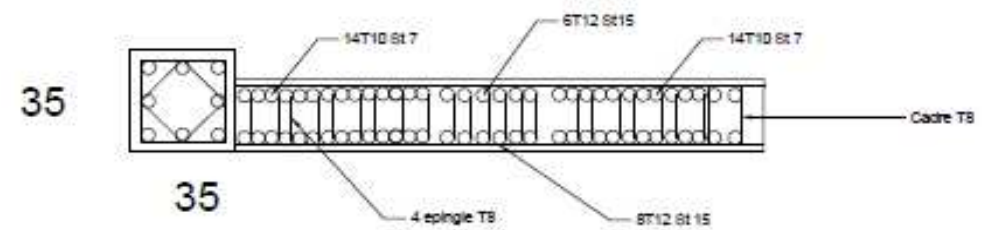
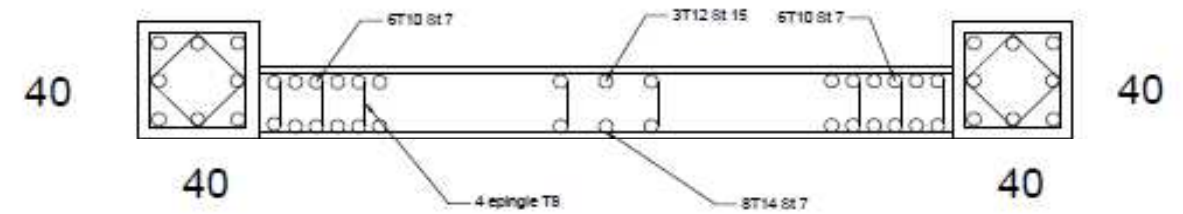
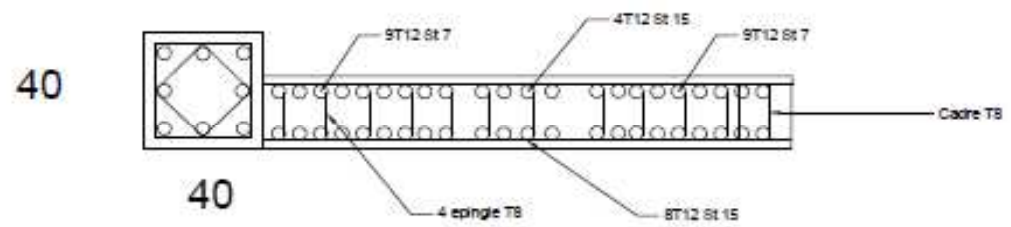
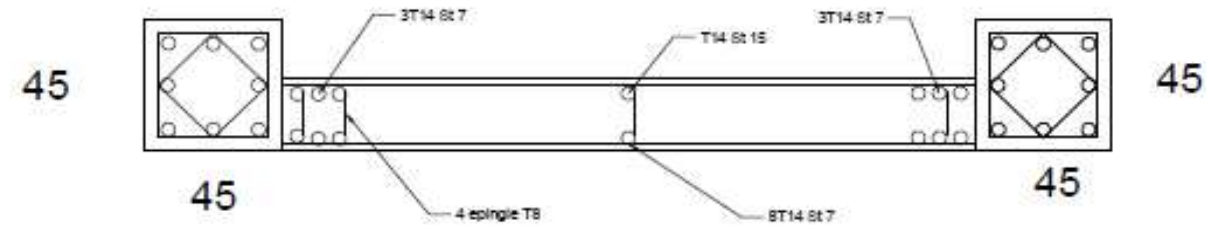
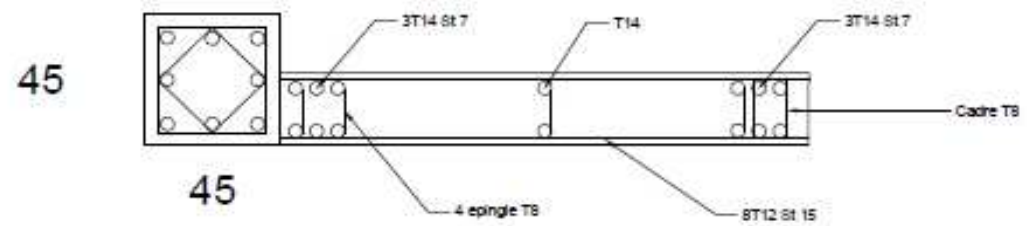
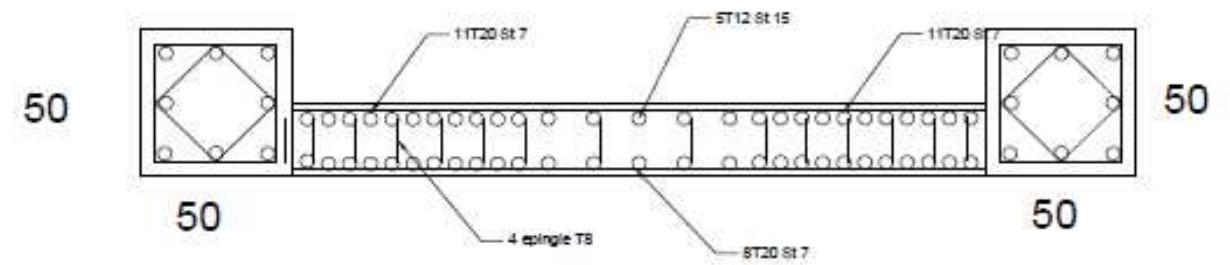
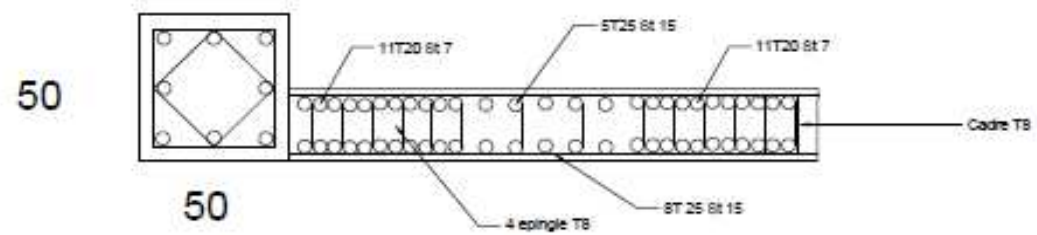
$$\tau_b = 4.72 \text{ Mpa} > 1.5 \text{ Mpa}$$

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \sin \alpha}$$

Avec

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$\text{AN :} \quad \tan \alpha = \frac{0.61 - 2 \times 0.06}{1.2} = 0.408 \quad \text{avec } d' = 6 \text{ cm}$$



VX1 ET VX2

VY3 ET VY7

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Université Mouloud MAMMEDI Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil	
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION R+9 AVEC COMMERCES INTEGRÉS	PLANS: Ferraillage des VOILES
PRESENTE PAR : TINDICH TOUBIE MARTI BOUSSER-DEBENE	DATE: 1/20
VERIFIE PAR : YARHAOULIS	DATE: 07/2025

VI.4 Etude du mur plaque

Introduction

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis qu'il mobilise.

Dimensionnement

D'après le RPA99/version 2003 10.1.2, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

On adopte une épaisseur $e = 30$ cm.

Détermination des sollicitations

Dans notre cas, le voile n'est pas un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

K_0 : Coefficient de poussée.

Les caractéristiques mécanique et physique du sol

Surcharge éventuelle : $q=10\text{KN/m}^2$

- Poids volumique des terres (remblai) : $\gamma=18\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi=30^\circ$
- Cohésion : $C=0$
- Contrainte du sol : $\sigma=280\text{KN/m}^2$

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

: contrainte verticale

h : la hauteur au niveau considéré

Puisque le sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable

$$\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

: angle de frottement interne.

VI.4.1.1.1 Calcul à l'ELU:

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 4.42\text{m} \rightarrow \sigma_H = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 4.42 + 1.5 \times 10) = 61.203 \text{ KN/ m}^2$$

VI.4.1.1.2 Calcul à l'ELS:

$$\sigma_{\square} = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 0.5 \times (10) = 5 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 4.42\text{m} \rightarrow \sigma_H = 0.5 \times (18 \times 4.42 + 10) = 44.78 \text{ KN/ m}^2$$

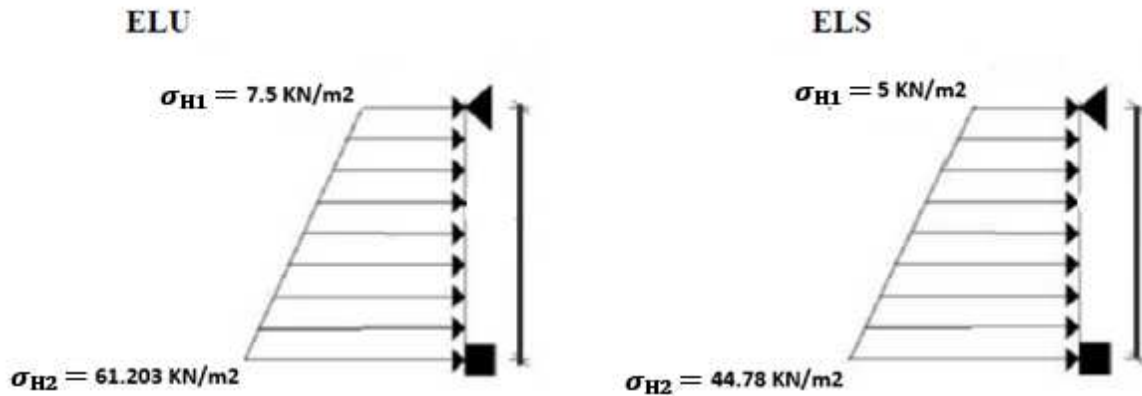


Figure VI.4.1 : diagrammes des contraintes

Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m$$

Le tableau suivant résume les résultats :

	$P_u(KN/ml)$
ELU	47.78
ELS	34.84

Tableau VI.4.1Récapitulatif des résultats de calcul.

Conclusion

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul ELU

$$q_{max} = P_u = 47.78 \text{ KN/ml.}$$

Ferrailage du mur plaque

VI.4.1.1.3 Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des poutres et des poteaux.

VI.4.1.1.4 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85

- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0.3Appui de rive.

0.5 Autre appuis.

VI.4.1.1.5 Identification des panneaux :

$$L_x = 4.42\text{m}$$

$$L_y = 4.00\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

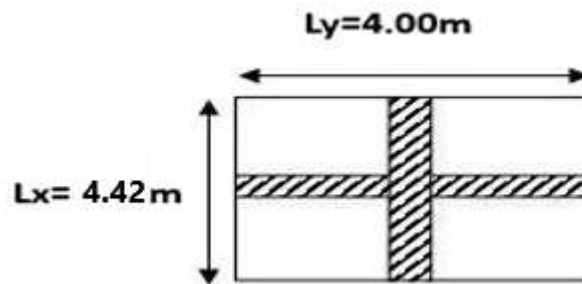


Figure VI.4.2 : Schéma du panneau le plus sollicité

VI.4.1.1.6 ELU:

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0368 \times 47.78 \times 4.42^2 = 34.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 1 \times 34.35 = 34.35 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

▪ Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 34.35 = -17.175 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 34.35 = 25.762 \text{ KN.m}$$

▪ Sens y-y :

$$M_a = -0.3 \times 34.35 = -10.305 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 34.35 = 17.175 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 34.35 = 29.198 \text{ KN.m}$$

VI.4.1.1.7ELS:

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0442 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0442 \times 34.84 \times 4.42^2 = 30.085 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 1 \times 30.085 = 30.085 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

▪ Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 30.085 = -15.043 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 30.085 = 22.563 \text{ KN.m}$$

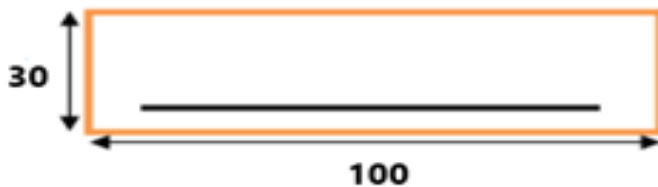
▪ Sens y-y :

$$M_a = -0.3 \times 30.085 = -9.025 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 30.085 = -15.043 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 30.085 = 25.572 \text{ KN.m}$$

VI.4.1.2 Calcul de section d'armature



Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	St (cm)
X-X	App	17.175	0.019	0.392	SSA	0.989	1.83	2.72	6HA12 =6.79	15
	travée	25.762	0.029	0.392	SSA	0.985	2.76	2.72	6HA12 =6.79	15
Y-Y	App	10.305	0.012	0.392	SSA	0.994	1.09	2.72	6HA12 =6.79	15
	App	17.175	0.019	0.392	SSA	0.989	1.83	2.72	6HA12 =6.79	15
	travée	29.198	0.034	0.392	SSA	0.983	3.13	2.72	6HA12 =6.79	15

Tableau VI.4.2 : Ferrailage du mur plaque

Avec :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$A = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles par m² de HA8.

VI.4.1.2.1 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \sigma'_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \text{ avec } \eta = 1.6 \right)$$

$$\sigma'_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \rho = \frac{100 A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st} (KN/m ²)	σ _{st}	σ _b (KN/m ²)	σ _b	Obs
X-X	Appuis	6.79	15.043	0.295	0.914	43.14	124.77	201.63	2.89	15	Cv
	Travée	6.79	22.563	0.295	0.914	43.14	187.12	201.63	4.34	15	Cv
Y-Y	Appuis	6.79	15.043	0.295	0.914	43.14	120.99	201.63	2.8	15	Cv
	Travée	6.79	25.572	0.295	0.914	43.14	181.52	201.63	4.21	15	Cv

Tableau VI.4.3 Récapitulatif des résultats de calcul des vérifications à l'ELS.

Etat limité de déformation:

Nous devons justifier l'état limité de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{h}{l} > \frac{Mt}{20M_0} \frac{A}{bd} > \frac{4.2}{f_e}$$

Avec h_t :Hauteur total **30cm**

l : portée entre nus d'appuis

M_{tmax} :Moment maxal'ELS

M_0 : Moment max delatravéeisostatique

A_{st} Section des armatures **6.79cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **22.5cm**

AN :

SensXX:

$$\frac{h}{l} = 0.067 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.067 > \frac{Mt}{20M_0} 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

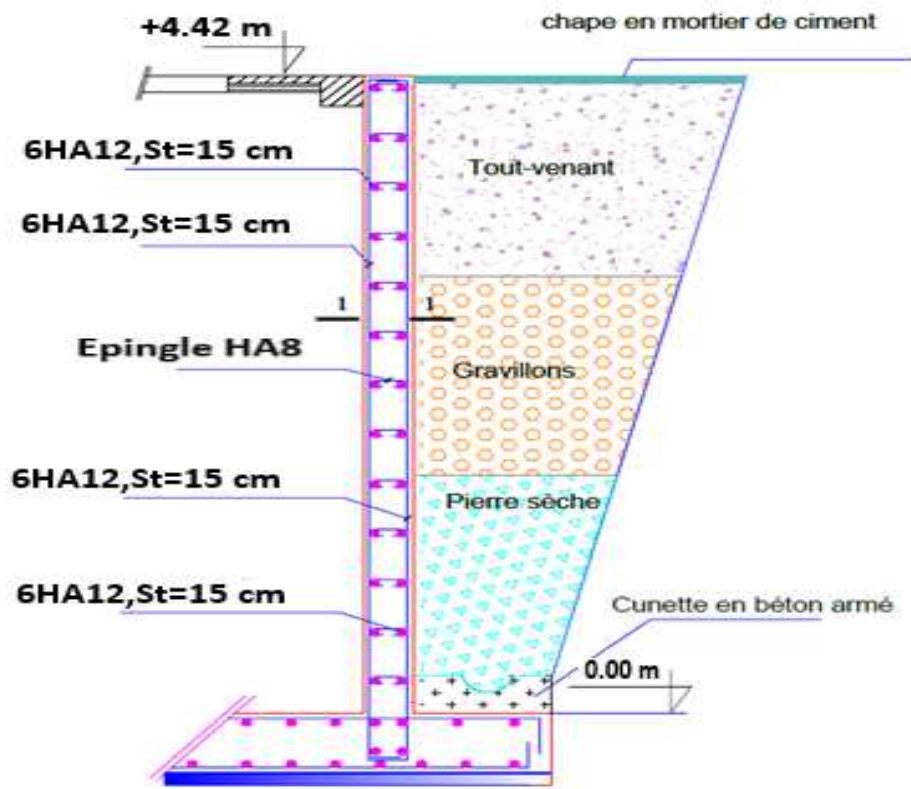
$$\frac{A}{bd} = 0.003 > \frac{4.2}{f_e} = 0.1005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

SensYY:

$$\frac{h}{l} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.067 > \frac{Mt}{20M_0} 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.067 > \frac{Mt}{20M_0} 0.0375 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$



Coupe 1-1

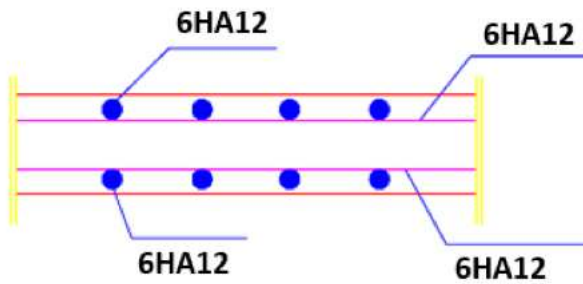


Figure VI.4.3 : Ferrailage du mur plaque .

VII. Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure)

Une force horizontale : résultante de l'action sismique

Un moment : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en

Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- **La stabilité de l'ouvrage ;**
- **La facilité de l'exécution ;**
- **L'économie ;**
- **La capacité portante du sol ;**
- **L'importance de la superstructure ;**
- **Le tassement 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. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.8$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 Pré dimensionnement des fondations

VII.3.1.1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A = B \quad D'ou \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma'_{sol}}} \quad D'ou: \quad a = b = 50cm$$

$$N_{ser} = 1341.81 \text{ KN} \quad B = 2.2m$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes

VII.4 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad B = \frac{G + Q}{\sigma_s \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle

G : Charge permanente revenant au voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	Ns(KN)	L (m)	B(m)	B(m)	S(m ²)
VX1 VX2	2231	2	3.95	4	16
VX3	1828.36	1.55	4.12	4.5	6.67
VX4 VX7	1182.94	2.35	1.79	2	8.46
VX5 VX6	1480.9	0.95	5.56	6	10.64
					41.77

Tableau VII-1: Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

VOILE	Ns(KN)	L (m)	B(m)	B(m)	S(m ²)
VY1 VY8	2526.28	4.25	2.12	2.5	18.7
VY2 VY9	2339.92	2.8	2.98	3	16.8
VY3 VY7	1822.03	4	1.62	2	13.6
VY4 VY6	2079.27	1.55	4.79	5	14.88
VY6	1580.42	2.05	2.75	3	5.74
					$\sum Ns=69.72$

Tableau VII-2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = S_1 + S_2 = 111.49m^2$$

VII.5 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

VII.5.1.1.1 Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

VII.5.1.1.2 Etapes de calcul

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle .

Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec : L : la longueur totale .

4-Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$\frac{L}{8} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ Avec : L est la distance entre nus des poteaux

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Nser (KN)	Mi(KN.m)	ei(m)	Nser x ei (KN.m)
1	1296.45	-9.482	-8	-10371.6
2	1200.34	4.317	-3.75	-4501.28
3	1314.81	-4.515	-0.95	-1249.07
4	1276.87	3.7	3.05	3892.23
5	1074.87	- 1.242	5.85	6287.99
6	823.66	5.104	8	6589.28
La somme	6986.27	-2.148	///////	647.55

Tableau VII.3Récapitulatif des résultats de calcul.

VII.6 Calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_l = 6986.27$$

Coordonnées de la résultante des forces : $e = \frac{647.55 - 2.148}{6896.27} = -0.092 \text{ m}$

$$e = 0.092 < \frac{L}{6} = \frac{17.6}{6} = 2.93 \text{ m} \rightarrow \text{trapézoïdale}$$

$q_{max} = 421.74 \text{ KN/ml}$; $q_{min} = 395.37 \text{ KN/ml}$; $q\left(\frac{L}{4}\right) = 415.15 \text{ KN/ml}$;

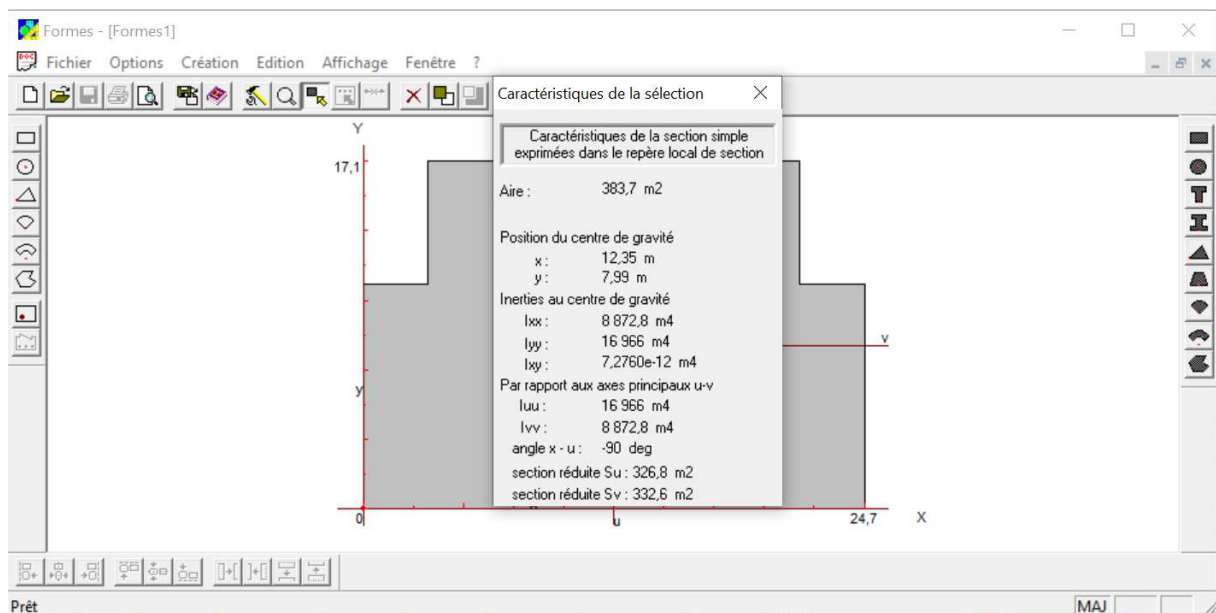
$$B = 1.5 \text{ m Sp} = 25.65 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $St = Sp \times n + Sv$

$$Sp \times n = 1.5 \times 17.1 \times 6 + 1.5 \times 2 \times 11.05 = 187.05 \text{ m}^2$$

Donc $St = 111.49 + 187.05 = 298.54 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 383.7 \text{ m}^2$ (obtenue par le logiciel SOCOTEC)



$$\frac{S_t}{S_{bat}} = 0.78 \text{ donc } 78\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 87.00% de la surface du bâtiment.

Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

VII.7 Etude de radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé. Les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide dans son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.8 Pré dimensionnement du radier

Condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=56 \text{ MPa}$ pour un sol

moyen;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale différée $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{0.832m} = 0.94 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow 0.53 \text{ m} \leq h \leq 0.85 \text{ m} \text{ Avec : } L_{\max} = 4.25 \text{ m}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : $h = 100 \text{ cm}$.

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm} \text{ avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

On opte : $h_d = 30 \text{ cm}$

La nervure

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm}$$

On opte $h_n = 100 \text{ cm}$

D'où: $0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$ on opte ; $b_n = 50 \text{ cm}$

Résultats

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle: $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la nervure: $h_n = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 50 \text{ cm}$.

VII.8.1.1 Détermination des efforts

a) Charges revenant à la superstructure

Charge permanente $G = 47859.45 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q = 6764.07 \text{ KN}$

b) Combinaison d'action

A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5 Q = 74756.36 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 54623.52 \text{ KN}$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{L'ELU: } S_{n \text{ rad}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} \rightarrow S_{n \text{ rad}} \geq 200.74 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{n \text{ ec}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{n \text{ rad}} \geq 195.08 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{rad} = \max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 200.74 \text{ m}^2$.

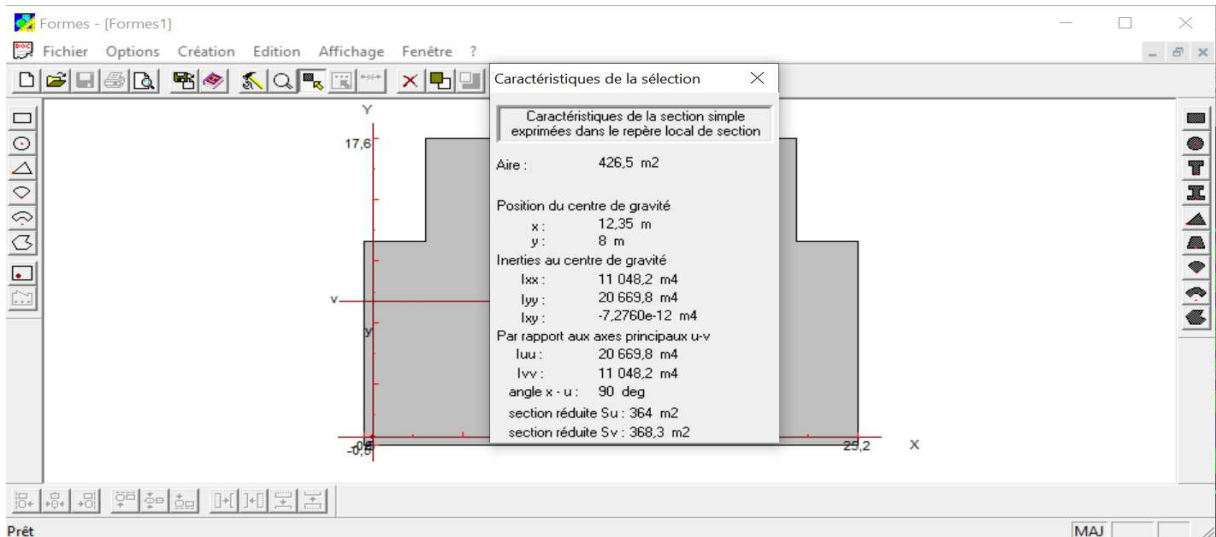
$$S_{rad} < S_{bat}.$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour la surface du radier, augmentée d'un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow L_{déb} \geq \max(50; 30) \rightarrow L_{déb} = 50\text{cm}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} \text{ avec } S_{déb} = 42.8 \text{ m}^2 \rightarrow S_{rad} = 383.7 + 48.8 = 4265 \text{ m}^2$$



d) Détermination des efforts à la base du radier

a) Poids de radier :

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

• **Poids de la dalle :** $g_1 = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 426.5 \times 0.3 \times 25 = 3198.75 \text{ KN}$

• **Poids des nervures** : $g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 2398.38 \text{ KN}$

• **Poids du TVO** : $g_3 = (S_{rad} - S_{ser}) \times (h_n - h_d) \times \rho = 3647.07 \text{ KN}$

Avec $S_{nerv} = b_n \times L \times n = 137.05 \text{ m}^2$ et $\rho = 18$

• **Poids de la dalle flottante libre** : $g_4 = (S_{rad} - S_{ser}) \times e_p \times \rho_b = 723.63 \text{ KN}$

$$\mathbf{prad = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 9967.83 \text{ KN}}$$

b) Charge permanente apportée sur le radier GT :

$$GT = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) = 47859.45 + 9967.83 = 57827.28 \text{ KN}$$

c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 6764.07 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{rad} = 2,5 \times 487.2 = 1218 \text{ KN}$

Surcharge totale : $QT = 7982.07 \text{ KN}$

d) Combinaison d'actions

$$A \text{ l'ELU}_{N_u} = 1,35GT + 1,5 QT = 90039.84 \text{ KN}$$

$$A \text{ l'ELN}_s = GT + QT = 65809.35 \text{ KN}$$

VII.8.1.2 Vérifications

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{T_{max u}}{bd} \leq \tau'_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

$b=100\text{cm}$; $d=0.9$; $h_d=27 \text{ cm}$; $S_{rad}= 426.5 \text{ m}^2$; $N_u = 74756.36 \text{ KN}$

$$T_{max u} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{l_{max}}{2} = 367.83 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 1.65 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier, sollicité par les efforts suivants :

Efforts normaux dus aux charges verticales.

Effort de renversement du au séisme.

$$M_j = M_j(k = 0) + T_j(k = 0) \cdot h$$

$M_j(k = 0)$: Moment sismique à la base du bâtiment

$(T_0=0)$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes :(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$\sigma_s = 280 \text{ KN/m}^2$; $1,33\sigma_{sol} = 372.4 \text{ KN /m}^2$

avec $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} \times V$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$N_U = 89812.31 \text{ KN}$

$N_S = 65657.6 \text{ KN}$

$M_{0x} = 66640.23 \text{ KN.m}$

$T_{0x} = 3554.58 \text{ KN}$

$T_{0y} = 4217.9 \text{ KN}$

$M_{0y} = 82464.02 \text{ KN.m}$ $T_{0y} = 3007.42 \text{ KN}$

• Calcul du CDG et des moments d'inertie

$X_G = \frac{\sum s_i X_i}{\sum s_i} = 12.35 \text{ m}$ $Y_G = \frac{\sum s_i Y_i}{\sum s_i} = 8 \text{ m}$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

• Moment d'inertie du radier

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 11048.2 \text{ m}^2$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = 20669.8 \text{ m}^2$$

• Calcul des moments

$M_x = 66640.23 + (3554.58 \times 1.00) \rightarrow M_x = 70194.81 \text{ KN.m}$

$M_y = 82464.02 + (4217.9 \times 1.00) \rightarrow M_y = 86681.93 \text{ KN.m}$

Sens longitudinal XX

- A ELU: $\sigma_1 = 252.52$ $\sigma_2 = 168.64$ $\sigma_m = 231.55$ Condition vérifiée.
- A ELS: $\sigma_1 = 195.885$ $\sigma_2 = 112.005$ $\sigma_m = 174.915$ Condition vérifiée.

Sens transversale YY

- A ELU: $\sigma_1 = 273.35$ $\sigma_2 = 147.81$ $\sigma_m = 241.97$ Condition vérifiée.
- A ELS: $\sigma_1 = 216.71$ $\sigma_2 = 91.18$ $\sigma_m = 185.33$ Condition vérifiée.

Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite : $Nu \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec Nu : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

•Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 (0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6m$$

$$Nu = 1805.4 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 1980 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

•Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 (0.25 + 1 + 2 \times 1) = 6.5m$$

$$Nu = 344518 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4875 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.9 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux. Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 241.97 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 185.33 \text{ KN/m}^2$

D'où :

- A l'ELU : $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 218.6 \text{ KN/m}^2$

- A l'ELS : $q_u = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 161.96 \text{ KN/m}^2$

VII.10 Ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII.10.1.1 Ferrillage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas

- **1^{er} cas :** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \rightarrow$ La dalle travaillera dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}, M_{0y} = 0$$

- **2^{ème} cas :**

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaillera dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

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.

VII.10.1.2 Identification du panneau le plus sollicité:

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4m$ et $l_y = 4.25m$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.25} = 0.94 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaillera dans les deux sens.}$$

Panneau	Lx(m)	LY(m)	$\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U_x	U_y	U_x	U_y
1	4.00	4.25	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906

Tableau VII.4 Récapitulatif des résultats de calcul.

VII.10.1.3 Calcul de l'ELU

- Evaluation des moments $M_x, M_y: v = 0, \rho = 0.94 \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$

On aura donc

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0419 \times 218.6 \times 4^2 = 146.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.864 \times 146.55 = 126.62 \text{ KN.m}$$

Remarque: Afin de tenir compte des semi-encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de:

0.75: pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30: pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire**

$$M_{ax} = 0.5 \times 146.55 = 73.275 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 126.62 = 63.31 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive**

$$M_{ax} = 0.3 \times 146.55 = 43.965 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times 126.62 = 37.986 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{tx} = 0.75 \times 146.55 = 109.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 126.62 = 94.965 \text{ KN.m}$$

VII.10.1.4 Ferrailage al'ELU

- lesensx-x (longitudinal)

Auxappuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73.275 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_\mu = 0.07 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{73.275 \times 10^6}{0.964 \times 270 \times 348} = 8.09 \text{cm}^2 A_a = \mathbf{5HA16} = \mathbf{10.05 \text{cm}^2} \quad \text{Avec } S_t = \mathbf{25 \text{cm}}.$$

Entravée

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{109.91 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.106 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_\mu = 0.106 \rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{109.91 \times 10^6}{0.944 \times 270 \times 348} = 12.39 \text{cm}^2 A_a = \mathbf{5HA20} = \mathbf{15.71 \text{cm}^2} \quad \text{Avec } S_t = \mathbf{25 \text{cm}}.$$

- lesensy-y(transversal)

Auxappuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{37.986 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37.986 \times 10^6}{0.982 \times 270 \times 348} = 4.11 \text{cm}^2 A_a = \mathbf{5HA14} = \mathbf{7.7 \text{cm}^2} \quad \text{Avec } S_t = \mathbf{25 \text{cm}}.$$

Entravée

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94.965 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.092 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_\mu = 0.092 \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{94.965 \times 10^6}{0.952 \times 270 \times 348} = 10.62 \text{cm}^2 A_a = \mathbf{5HA20} = \mathbf{15.71 \text{cm}^2} \quad \text{Avec } S_t = \mathbf{25 \text{cm}}.$$

VII.10.1.4.1 Vérification'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \text{ avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA}$$

FE400 $A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \frac{3-0.94}{2} = 2.47 \text{ cm}^2$

Aux appuis: $\left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right\}$

Entravée: $\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 15.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 15.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right\}$

Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2,42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle:

Sens x-x

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33\text{cm}\}$$

$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Sens y-y

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 45\text{cm}\}$$

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_U^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{218.6 \times 4}{2} = 437.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}, 4[\text{MPa}]\right) = \min(2.5[\text{MPa}], 4[\text{MPa}]) = 2.5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{437.2 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.62[\text{MPa}] \leq \bar{\tau} S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$$

$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{437.2 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.62[\text{MPa}] \leq \bar{\tau} = 2.5 [\text{MPa}] \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VII.10.1.5 Calcul'ELS

Evaluation des moments M_x, M_y

$$v = 0.2, \rho = 0.94 \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

On aura donc

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0491 \times 161.96 \times 4^2 = 127.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.906 \times 127.24 = 115.28 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis intermédiaire

$$M_{ax} = 0.5 \times 127.24 = 63.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 115.28 = 57.64 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis dérivé

$$M_{ax} = 0.3 \times 127.24 = 38.172 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times 115.28 = 34.584 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0.75 \times 127.24 = 95.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 115.28 = 86.46 \text{ KN.m}$$

VII.10.1.5.1 Vérification L'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- Sens X-X:

Aux appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{73.275}{63.62} = 1.15 \quad \mu_\mu = 0.07 \rightarrow \alpha = 0.0907$$

$$\alpha = 0.0907 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Entravée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{109.91}{95.43} = 1.15 \quad \mu_\mu = 0.106 \rightarrow \alpha = 0.1404$$

$$\alpha = 0.1404 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y:

Aux appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{37.986}{34.584} = 1.1 \quad \mu_\mu = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\alpha = 0.0459 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Entravée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{94.965}{86.46} = 1.1 \quad \mu_\mu = 0.092 \rightarrow \alpha = 0.1209$$

$$\alpha = 0.1209 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

VII.11 Ferrailage de débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L=50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

VII.11.1.1 Sollicitation de calcul

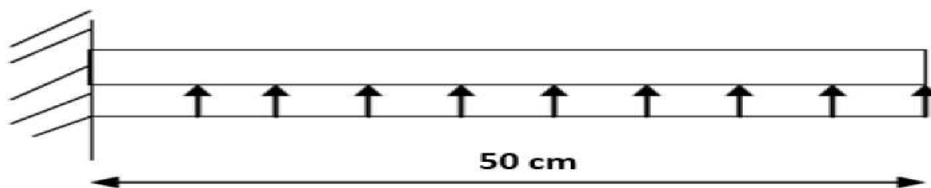


Figure VII.1 : Schéma statique du débord

L'ELU

$$q_u = 218.6 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{218.6 \times 0.5^2}{2} = 27.325 \text{ KN.m}$$

L'ELS

$$q_s = 161.96 \text{ KN/ml}$$

$$M_S = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{161.96 \times 0.5^2}{2} = 20.245 \text{ KN.m}$$

VII.11.1.2 Calcul des armatures

Armatures principales

$b=1\text{m}$, $d=27\text{ cm}$, $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_\mu = \frac{M_\mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27.325 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

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

$$A_\mu = \frac{M_\mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27.325 \times 10^6}{0.987 \times 270 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2 \quad A_\mu = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec}$$

$S_t = 12 \text{ cm}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

On prend $4\text{HA}12=4.52 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

VII.11.1.2.1 Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_\mu = 5.65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

VII.11.1.2.2 Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27.325}{20.245} = 1.35 \quad \mu_\mu = 0.026 \rightarrow \alpha = 0.0330$$

$\alpha = 0.0330 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$ Condition vérifiée.

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VII.12 Ferrailage delanervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera munidenervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumis es aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m), et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

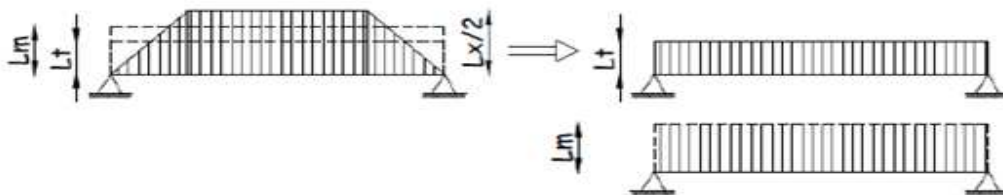


Figure VII.3 : Présentation du chargement simplifié.

Deux types de chargement peuvent se présenter:

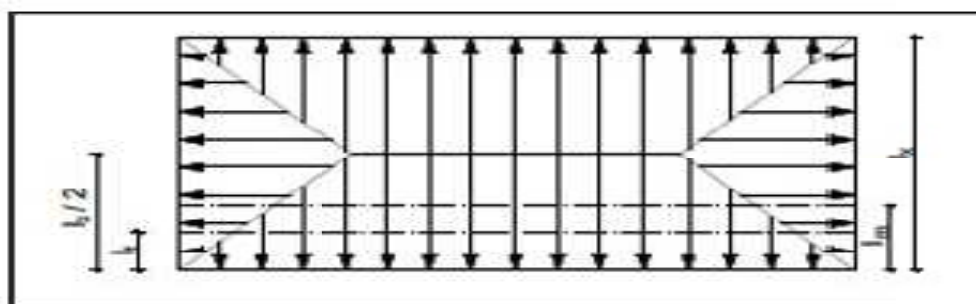


Figure VII.4 : Répartition trapézoïdale.

Charge Trapézoïdale :

Moment fléchissant: $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant: $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

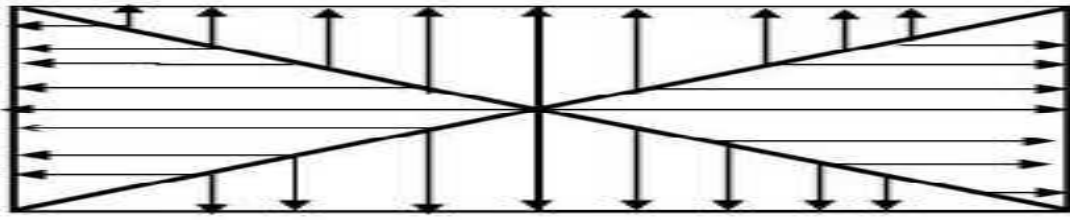


Figure VII.5: Répartition triangulaire.

Charge triangulaire :

Momentfléchissant: $l_m = 0.333 \times l_x$

Efforttranchant: $l_t = 0.25 \times l_x$

Déterminationdescharges

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(218.6 - \frac{9967.83}{426.5} - \frac{2398.38}{137.05} \right) \times 1ml = 212.73KN/ml$$

A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(161.96 - \frac{9967.83}{426.5} - \frac{2398.38}{137.05} \right) \times 1ml = 156.09KN/ml$$

Charges à considérer :

- Pourlesmomentsfléchissant:

$$Q_U = q_u \times l_m$$

$$Q_S = q_s \times l_m$$

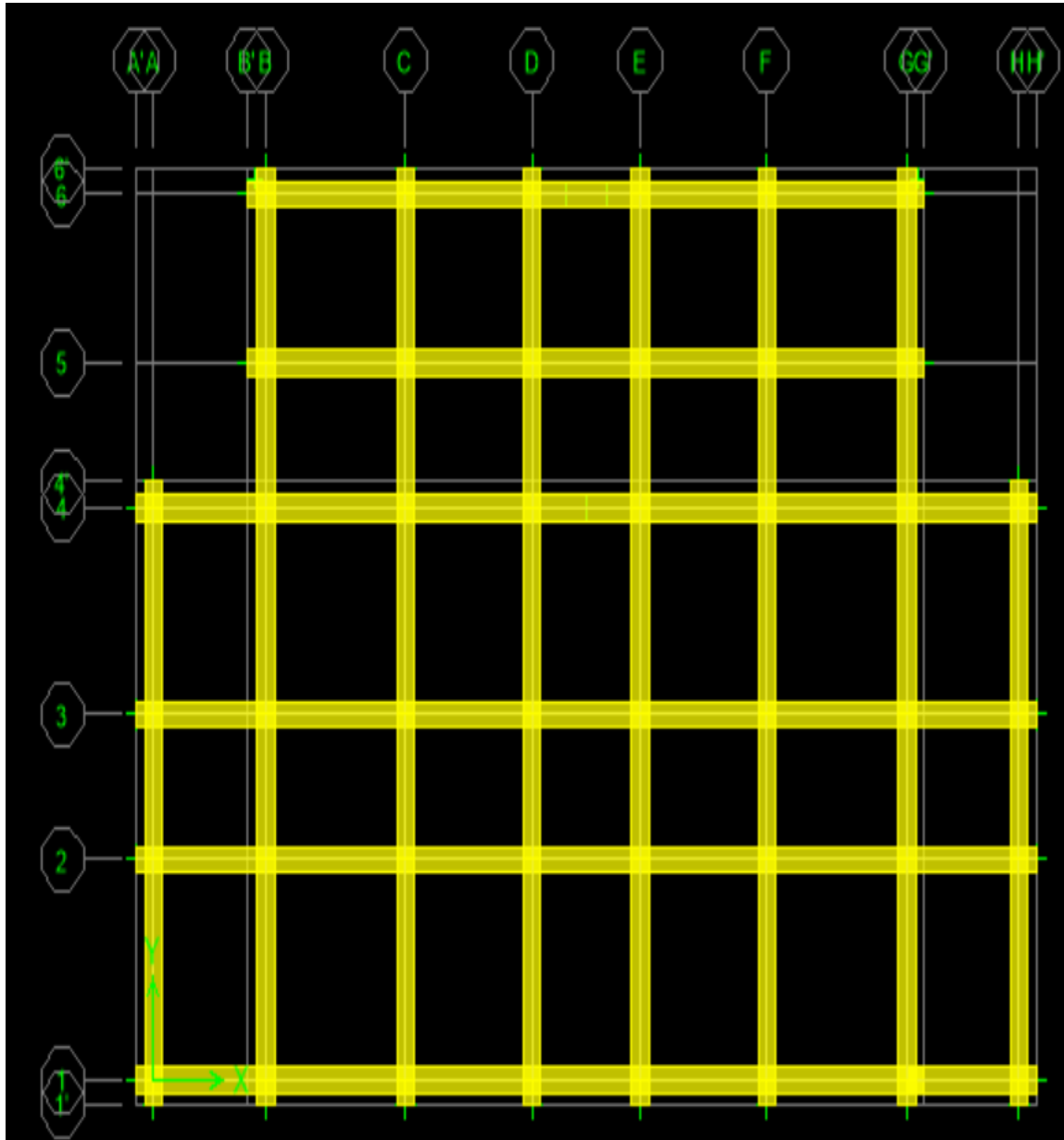
- Pourles effortstranchants:

$$Q_U = q_u \times l_t$$

$$Q_S = q_s \times l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.



FigureVII.6: Schéma des travées et panneaux dans les deux sens.

Tableau sens xx :

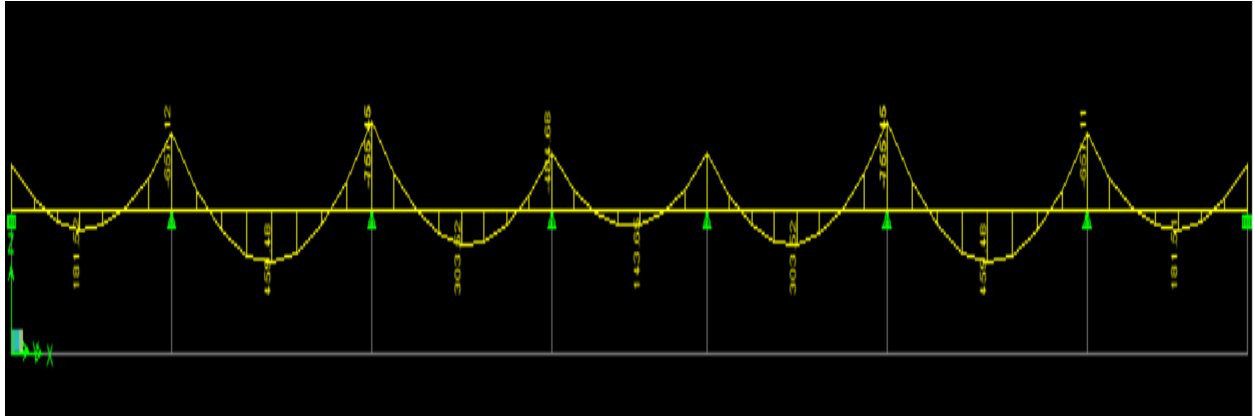
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	MOMENTFLECHISSANT				EFFORTTRANCHANT			
										Qu	Qu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3.2	4.25	0.75	Trapézoïdale	1.3	1.15	212.73	156.09	276.549	544.588	202.92	399.59	244.64	476.51	179.5	348.64
	2	3.2	4.00	0.8	Trapézoïdale	1.26	1.09	212.73	156.09	268.04		196.67		231.87		170.14	
B-C	1	4.00	4.25	0.94	Trapézoïdale	1.41	1.12	212.73	156.09	299.95	582.88	220.08	427.68	238.26	450.99	174.82	330.91
	2	4.00	4.00	1	Trapézoïdale	1.33	1	212.73	156.09	282.93		207.6		212.73		156.09	
C- D	1	3.6	4.25	0.85	Trapézoïdale	1.37	1.15	212.73	156.09	291.44	570.11	213.84	418.32	244.64	472.26	179.5	346.52
	2	3.6	4.00	0.9	Trapézoïdale	1.31	1.07	212.73	156.09	278.68		204.48		227.62		167.02	
D- E	1	3.1	4.25	0.73	Trapézoïdale	1.27	1.14	212.73	156.09	270.17	533.96	198.23	391.78	242.51	472.26	177.94	346.52
	2	3.1	4.00	0.78	Trapézoïdale	1.24	1.08	212.73	156.09	263.79		193.55		229.75		168.58	
E- F	1	3.6	4.25	0.85	Trapézoïdale	1.37	1.15	212.73	156.09	291.44	570.11	213.84	418.32	244.64	472.26	179.5	346.52
	2	3.6	4.00	0.9	Trapézoïdale	1.31	1.07	212.73	156.09	278.68		204.48		227.62		167.02	
F- G	1	4.00	4.25	0.94	Trapézoïdale	1.41	1.12	212.73	156.09	299.95	582.88	220.08	427.68	238.26	450.99	174.82	330.91
	2	4.00	4.00	1	Trapézoïdale	1.33	1	212.73	156.09	282.93		207.6		212.73		156.09	
G- H	1	3.2	4.25	0.75	Trapézoïdale	1.3	1.15	212.73	156.09	276.549	544.588	202.92	399.59	244.64	476.51	179.5	348.64
	2	3.2	4.00	0.8	Trapézoïdale	1.26	1.09	212.73	156.09	268.04		196.67		231.87		170.14	

Tableau sens yy :

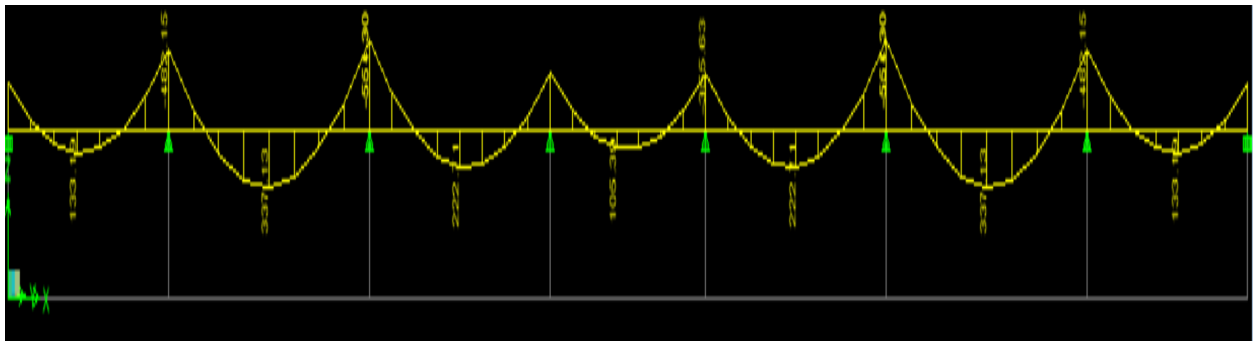
										MOMENTFLECHISSANT				EFFORTTRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	Qu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	4	4.25	0.94	Trapézoïdale	1.41	1.12	212.73	156.09	299.95	591.39	220.09	433.93	238.26	483.9	174.82	354.32
	2	3.6	4.25	0.85	Trapézoïdale	1.37	1.15	212.73	156.09	291.44		213.84		244.64		179.5	
2-3	1	2.8	4	0.7	Trapézoïdale	1.17	1.06	212.73	156.09	248.89	487.15	182.62	357.44	225.49	431.84	165.55	316.96
	2	2.8	3.6	0.78	Trapézoïdale	1.12	0.97	212.73	156.09	238.26		174.82		206.35		151.4	
3-4	1	4	4	1	Trapézoïdale	1.33	1	212.73	156.09	282.93	561.6	207.6	412.08	212.73	440.35	156.09	323.11
	2	3.6	4	0.9	Trapézoïdale	1.31	1.07	212.73	156.09	278.68		204.48		227.62		167.02	
4-5	1	2.8	4	0.7	Trapézoïdale	1.17	1.06	212.73	156.09	248.89	487.15	182.62	357.44	225.49	431.84	165.55	316.96
	2	2.8	3.6	0.78	Trapézoïdale	1.12	0.97	212.73	156.09	238.26		174.82		206.35		151.4	
5-6	1	3.25	4	0.81	Trapézoïdale	1.27	1.09	212.73	156.09	270.17	523.32	198.23	383.98	213.88	420.23	170.14	321.55
	2	3.25	3.6	0.9	Trapézoïdale	1.19	0.97	212.73	156.09	253.15		185.75		206.35		151.4	

VII.12.1.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

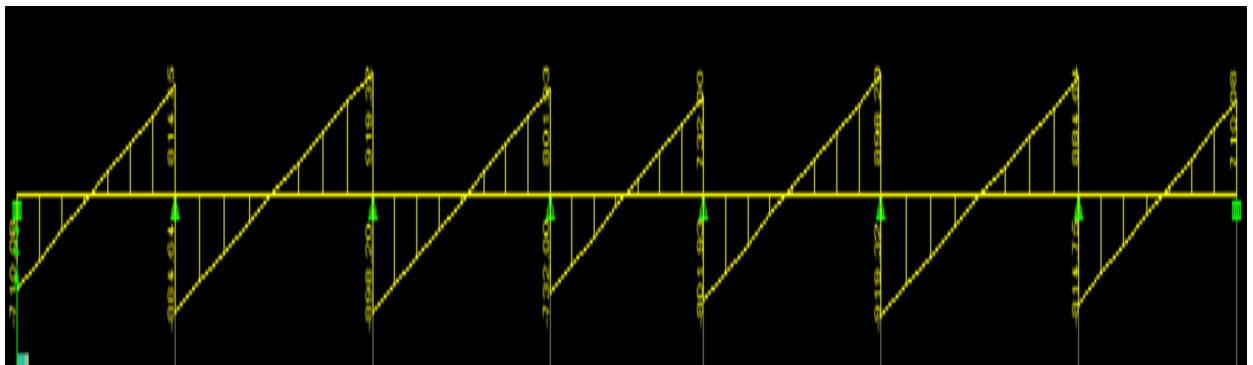
a) Sens longitudinal :



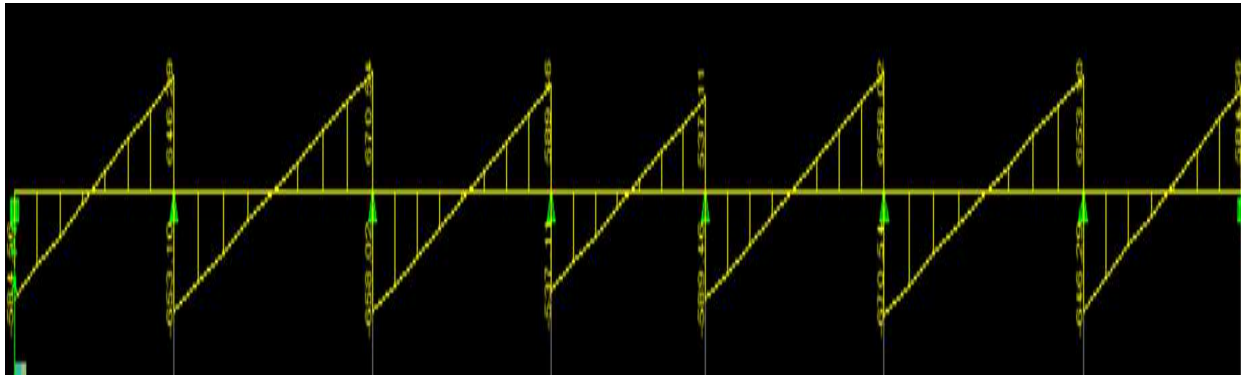
MOMENT FLICHISSANT ELU X-X



MOMENT FLICHISSANT ELS X-X

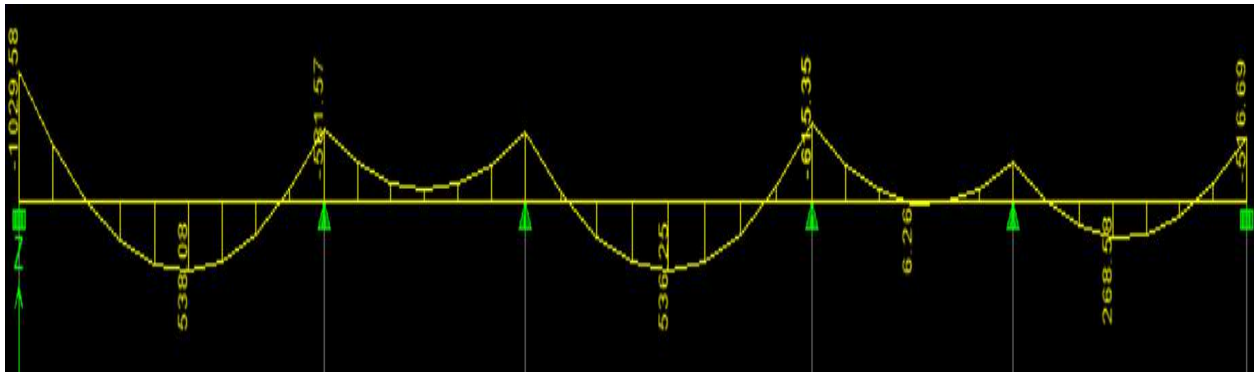


EFFORT TRANCHANT ELU X-X

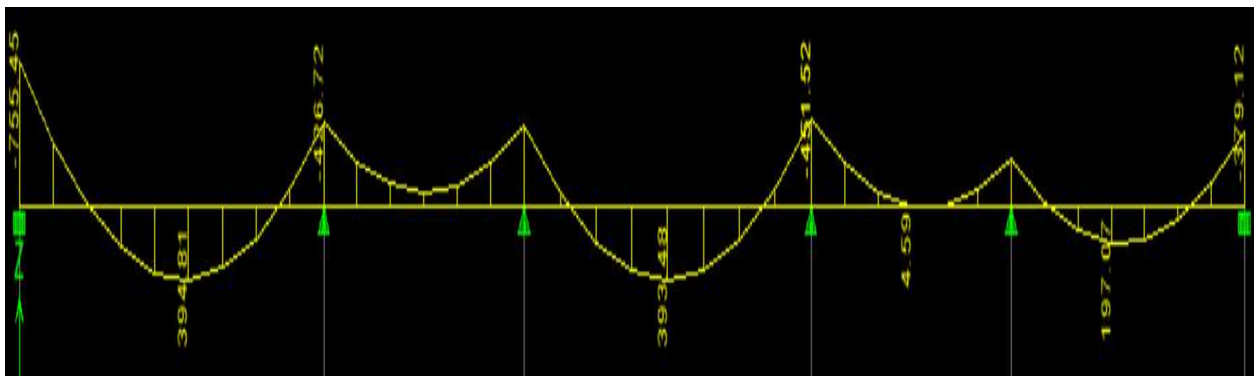


EFFORT TRANCHANT ELS X-X

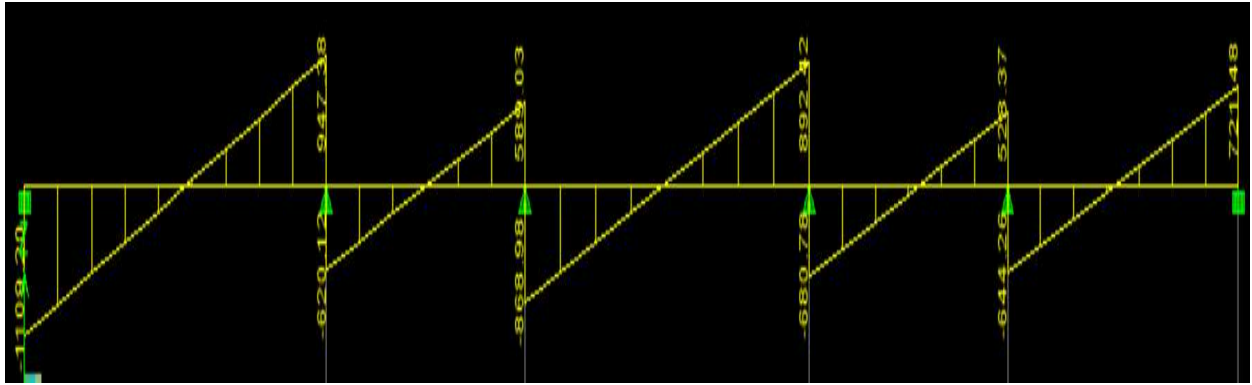
b) Sens transversale :



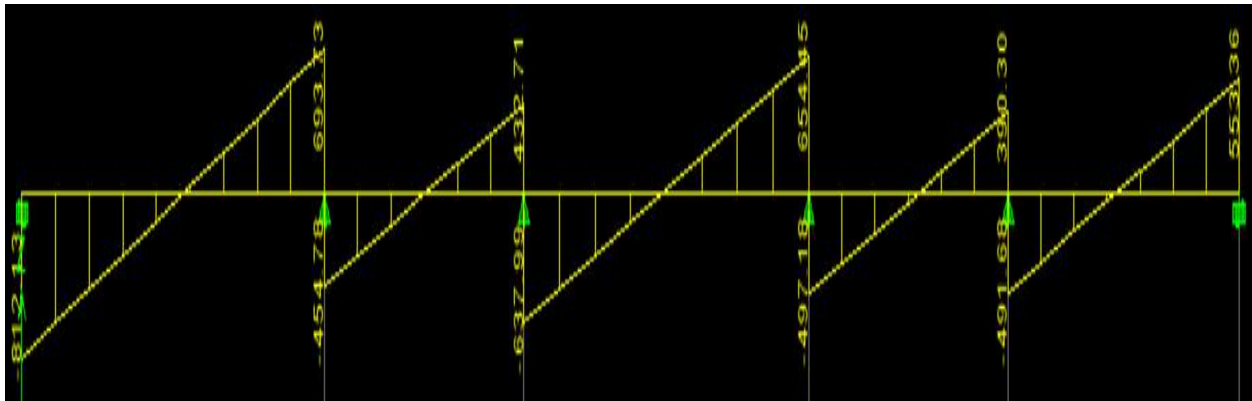
MOMENT FLÉCHISSANT ELU Y-Y



MOMENT FLÉCHISSANT ELS Y-Y



EFFORT TRANCHANT ELU Y-Y



EFFORT TRANCHANT ELS Y-Y.

VII.12.1.2 Ferrailage :

Après la modélisation les charges des nervures dans ETABS on obtient les résultats suivants :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}(KN.m)$	755.45	554.3	1029.58	755.45
$M_t^{max}(KN.m)$	459.48	337.13	538.08	394.81
$T_{max}(KN.m)$	919.32	670.54	1109.2	812.13

Tableau VII.6 Efforts internes dans les nervures

Armatures longitudinales:

b=50 cm; d=95 cm; $f_{bc}=14.20$ MPa; $\sigma_s=348$ Mpa.

Exemple de calcul

$$M_t^{max} = 459.48 \text{ KN.m} , M_a^{max} = -755.45 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu_\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{755.45 \times 10^6}{500 \times 950^2 \times 14.2} = 0.118 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_\mu = 0.118 \rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{755.45 \times 10^6}{0.937 \times 950 \times 348} = 24.38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8HA20 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_μ	Section	A (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
X-X	Appuis	755.45	0.118	SSA	24.38	8HA20=25.12
	Travée	459.48	0.072	SSA	14.43	4HA20+4HA16=20.61
Y-Y	Appuis	1029.58	0.160	SSA	34.15	12HA20=37.7
	Travée	538.08	0.084	SSA	17.02	4HA20+4HA16=20.61

Tableau VII.7 Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales : (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99)

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures:**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_t \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}, 12 \times 2 \right\} = \min \{25, 24\}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales:**

•

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 25 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 8\text{HA}8 = 4,02 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 02 étrier).

VII.12.1.3 Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$$A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 < A_{\text{adot}} = 25.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 20.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 37.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 20.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement:

$$T_U^{\max} = 1109.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}, 4 [\text{MPa}]\right) = \min(2.5 [\text{MPa}], 4 [\text{MPa}]) = 2.5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b.d} = \frac{1109.2 \times 10^3}{500 \times 950} = 2.33 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau} = 2.5 [\text{MPa}] \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.12.1.4 Vérification à l'ELS:

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **Sens X-X:**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{755.45}{554.3} = 1.36 \quad \mu_\mu = 0.118 \rightarrow \alpha = 0.1574$$

$$\alpha = 0.1574 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.431 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Entravée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{459.48}{337.13} = 1.36 \quad \mu_\mu = 0.072 \rightarrow \alpha = 0.0935$$

$$\alpha = 0.0935 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.431 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y:**

Auxappuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1029.58}{755.45} = 1.36 \quad \mu_\mu = 0.160 \rightarrow \alpha = 0.2193$$

$$\alpha = 0.2193 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.431 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Entravée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{538.08}{394.81} = 1.36 \quad \mu_\mu = 0.084 \rightarrow \alpha = 0.1099$$

$$\alpha = 0.1099 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.431 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6.2):

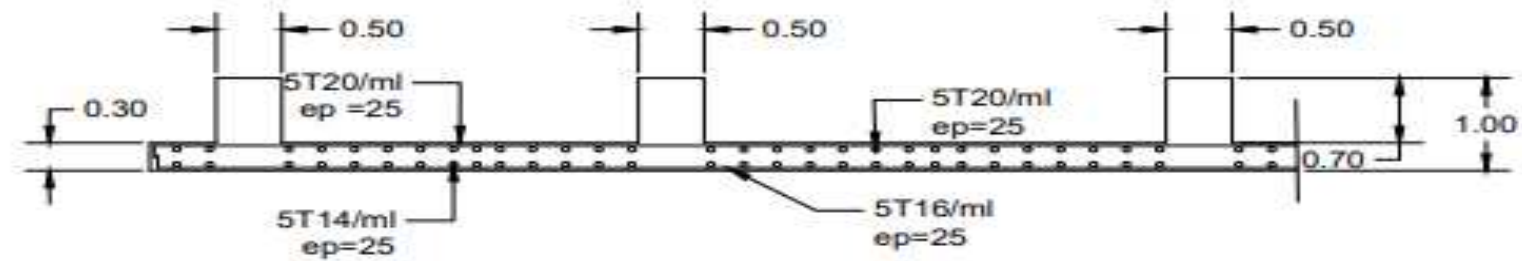
Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3.75 [cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3.75 \left[\frac{cm^2}{ml} \right] \times 1 = 3.75 [cm^2] \text{ Par paroi}$$

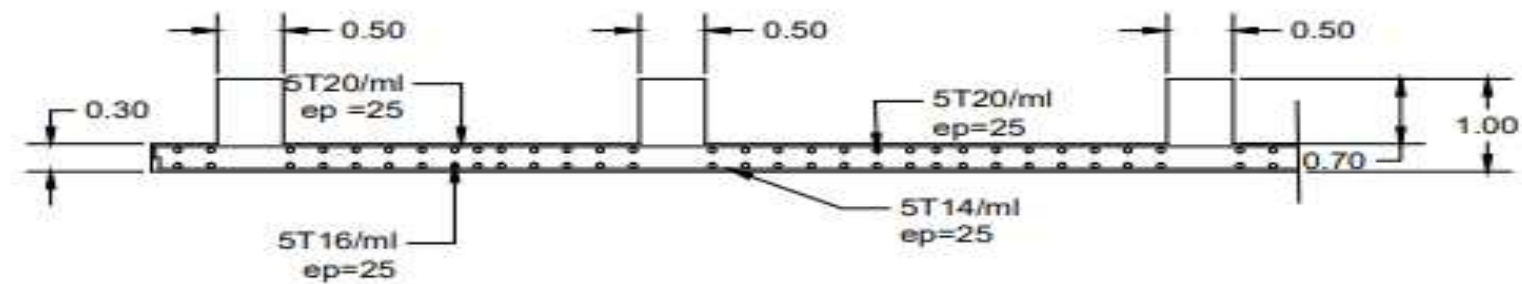
Soit :

$$2HA16 = 4.02 [cm^2]$$

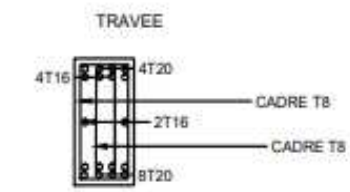
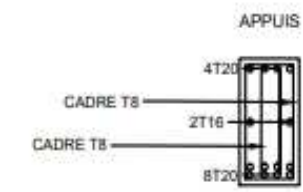
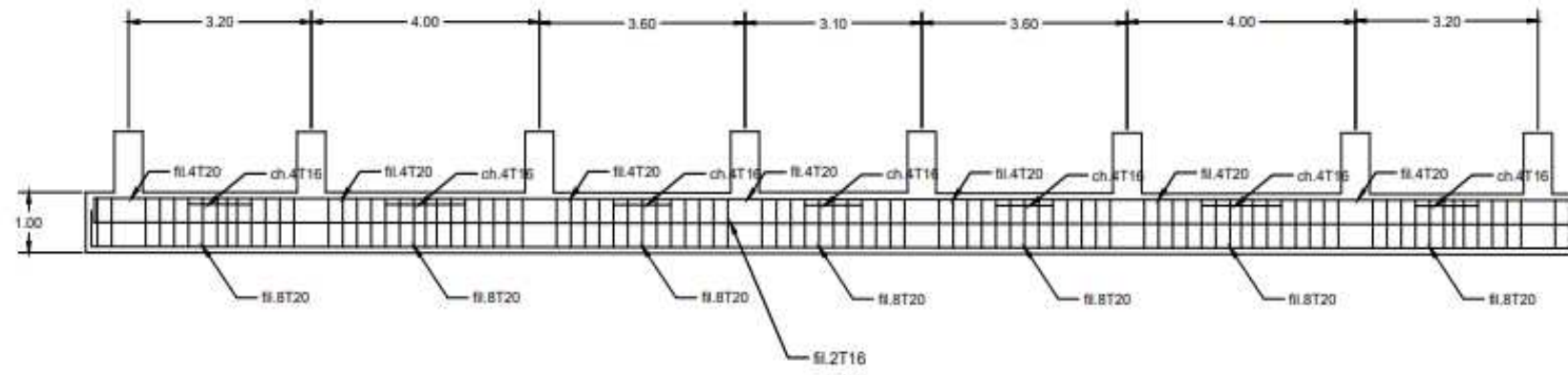
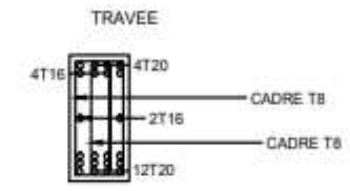
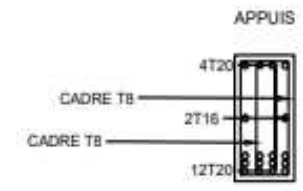
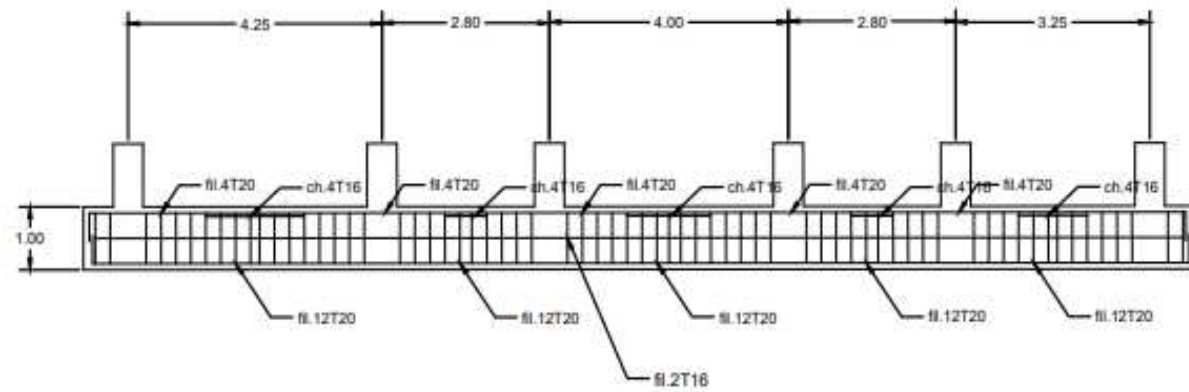
SENS LONGITUDINALE X-X



SENS TRANSVERSALE Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Universite Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou Faculte de Genie de la construction Departement de Genie civil	
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+9 AVEC COMMERCES INTEGRES	PLANS: Ferrailage de la dalle du radier
PRESENTE PAR : TINKICHT TOUFIK HADJI HOUSSEM-EDDINE	ECHELLE: 1/100
DEREGE PAR : YAHIAOULS	DATE: NOV 2022



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil		
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+9 AVEC COMMERCES INTEGRÉS	PLANS: Ferrillage de la NERVURE	
PRESENTE PAR : YINECHY TOUFIK RADI BOUSSEM-EDDINE	ECHELLE: 1/100	
DREGE PAR : YAHIAOULI	DATE: NOV 2002	

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment contreventé par voiles porteurs, à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

-Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

-Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le « ETABS » que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

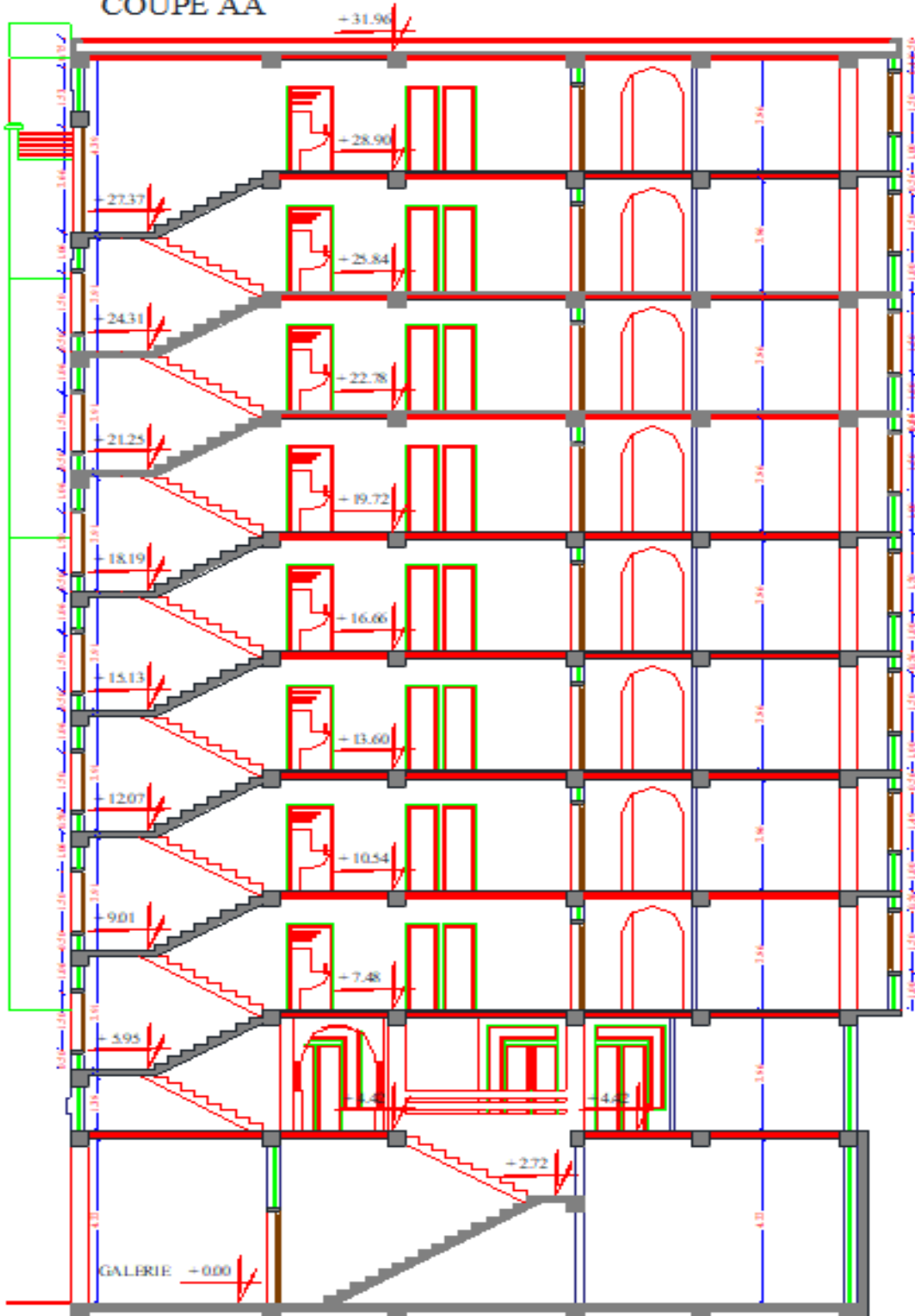
On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- *La résistance.*
- *La durabilité.*
- *L'économie.*

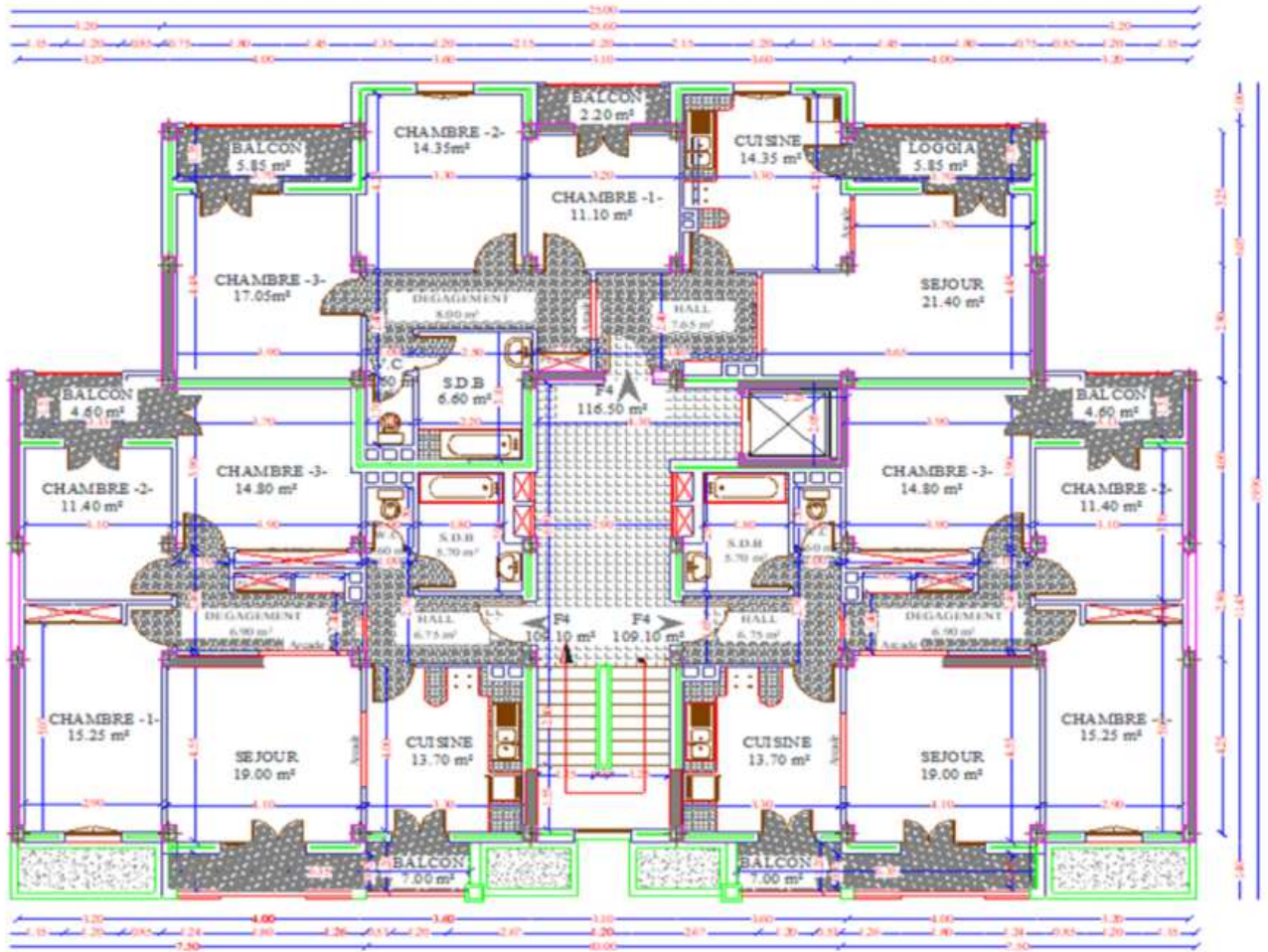
FACADE PRINCIPALE



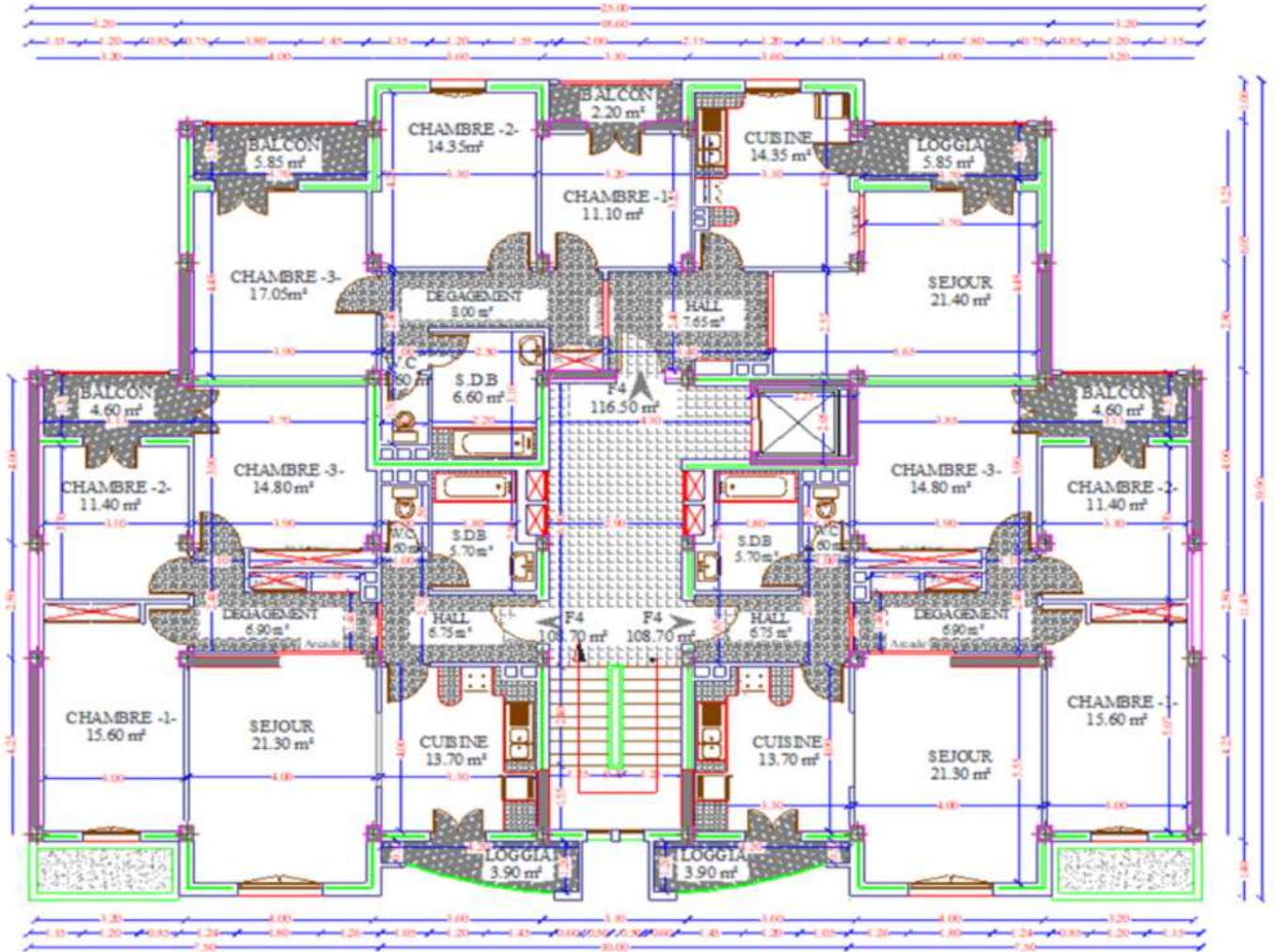
COUPE AA



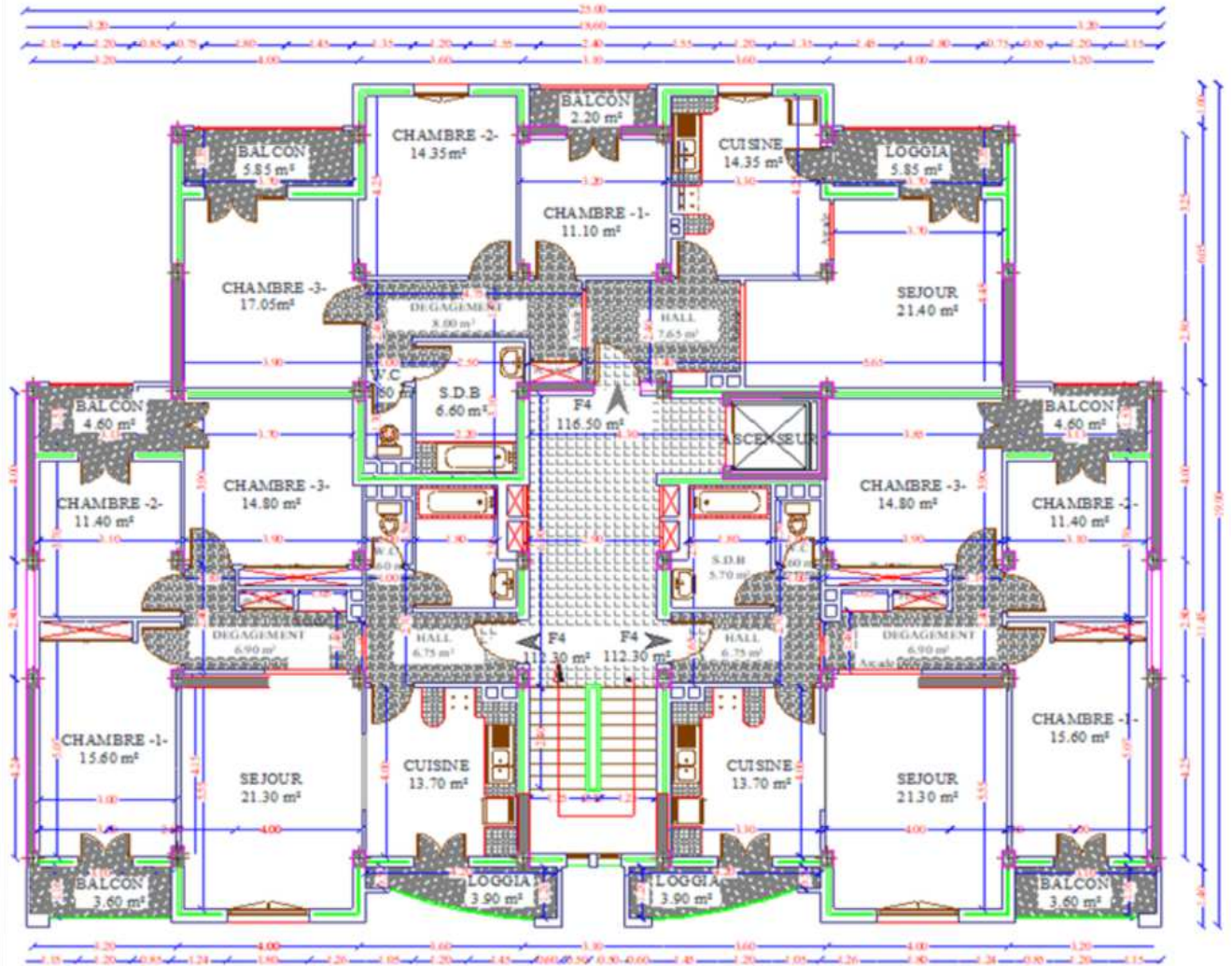
PLAN DU 8eme et 9eme ETAGE



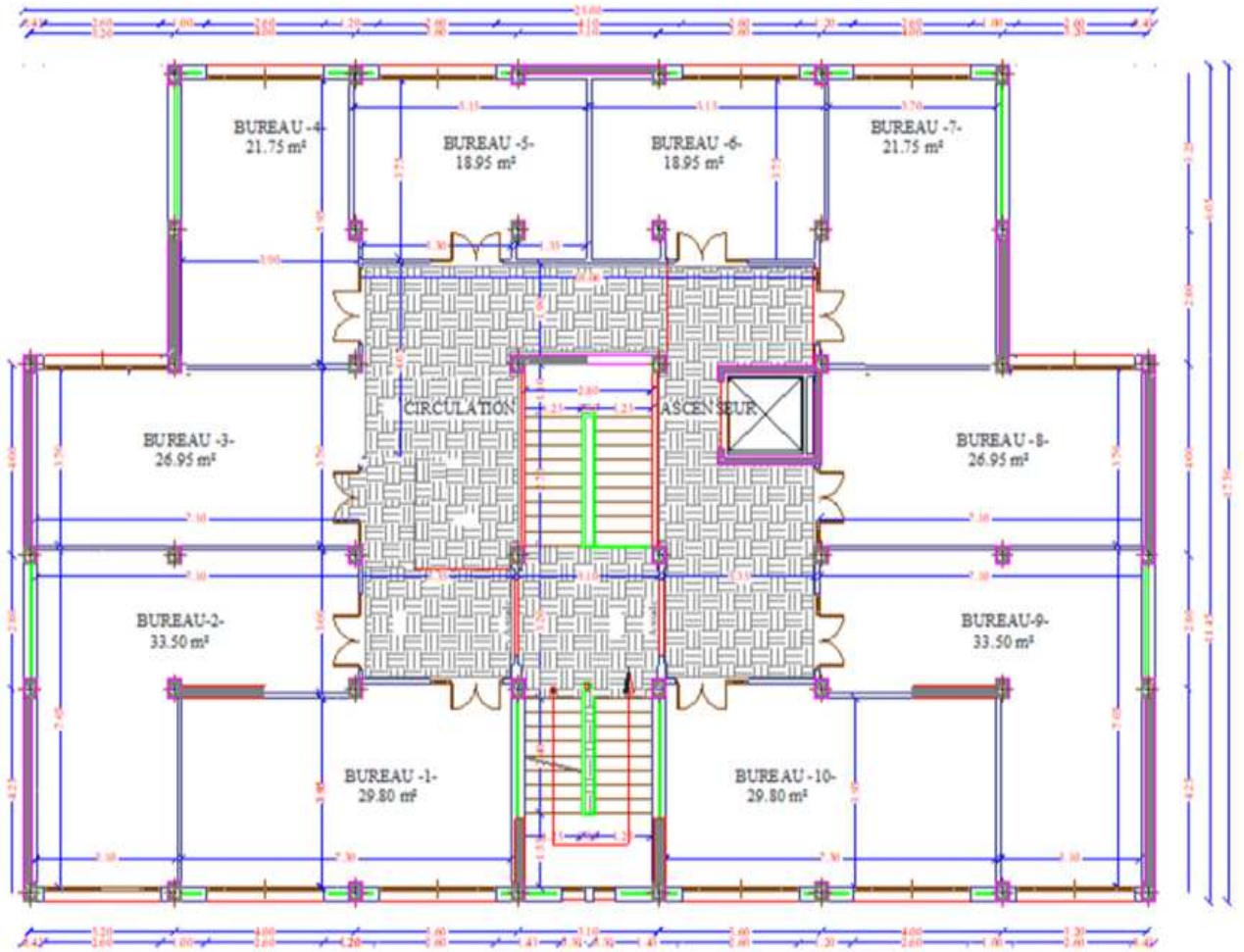
PLAN DU 7eme ETAGE



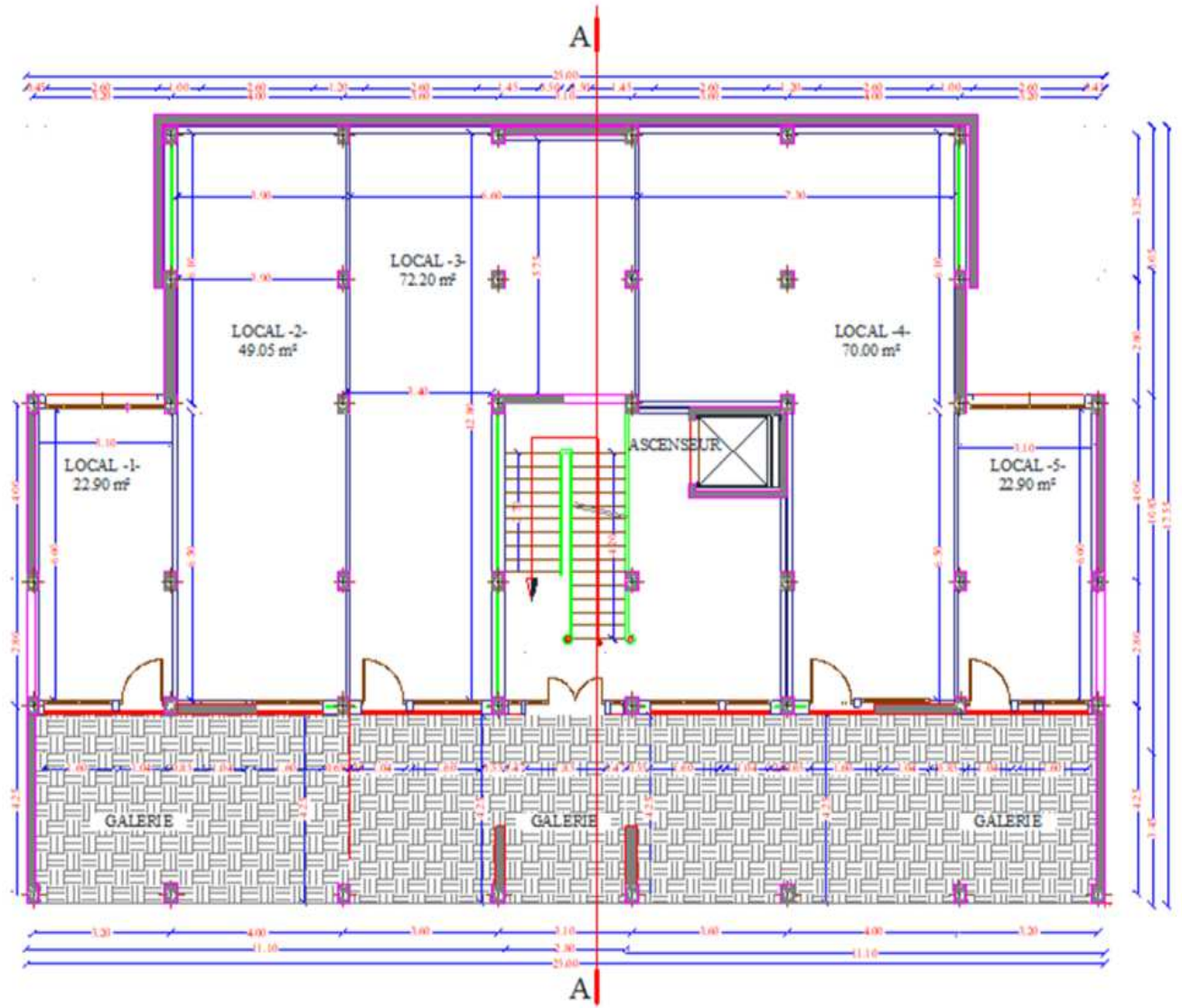
PLAN DU 2eme ,3eme, 4eme, 5eme, 6eme ETAGE



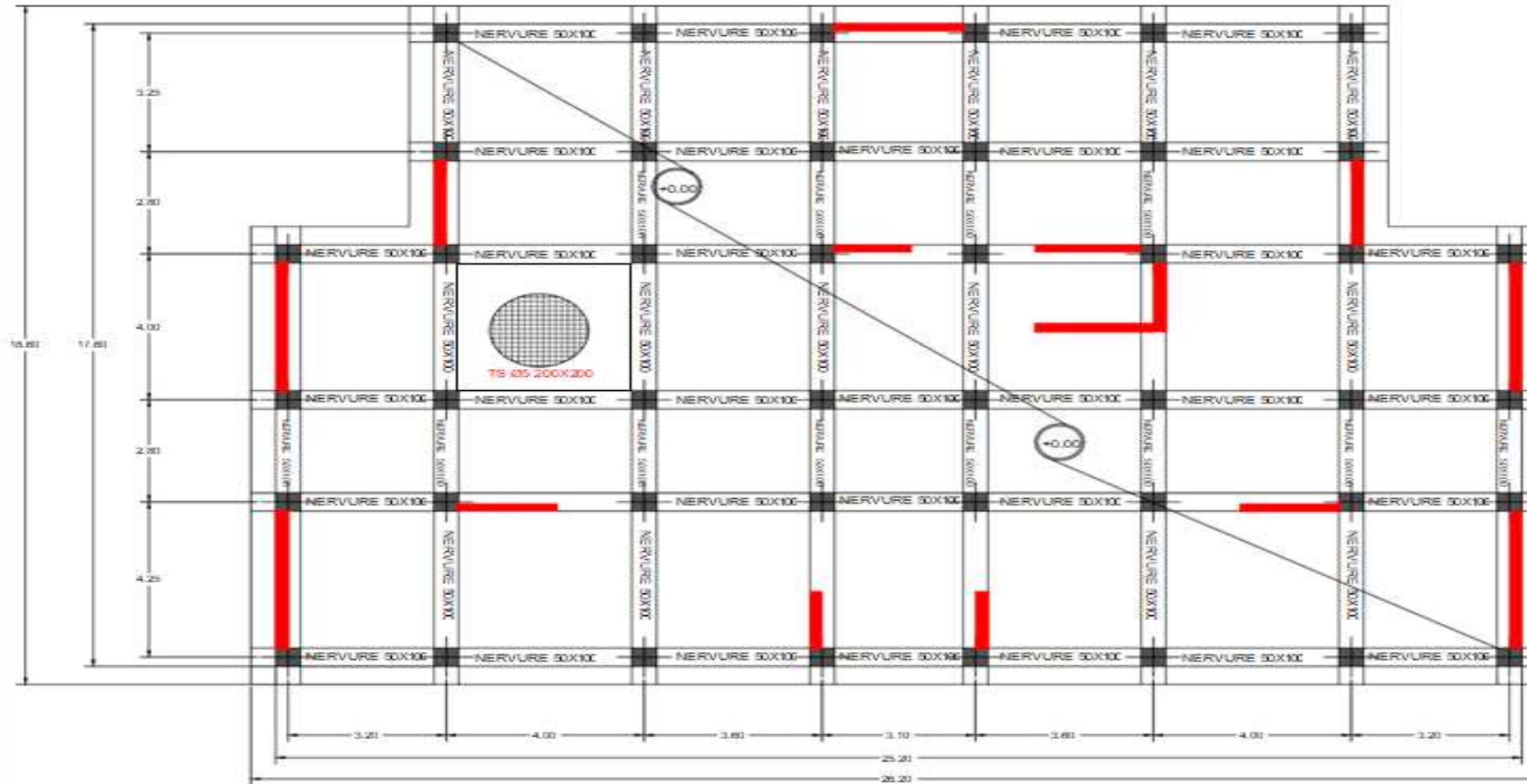
PLAN DU 1er ETAGE



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

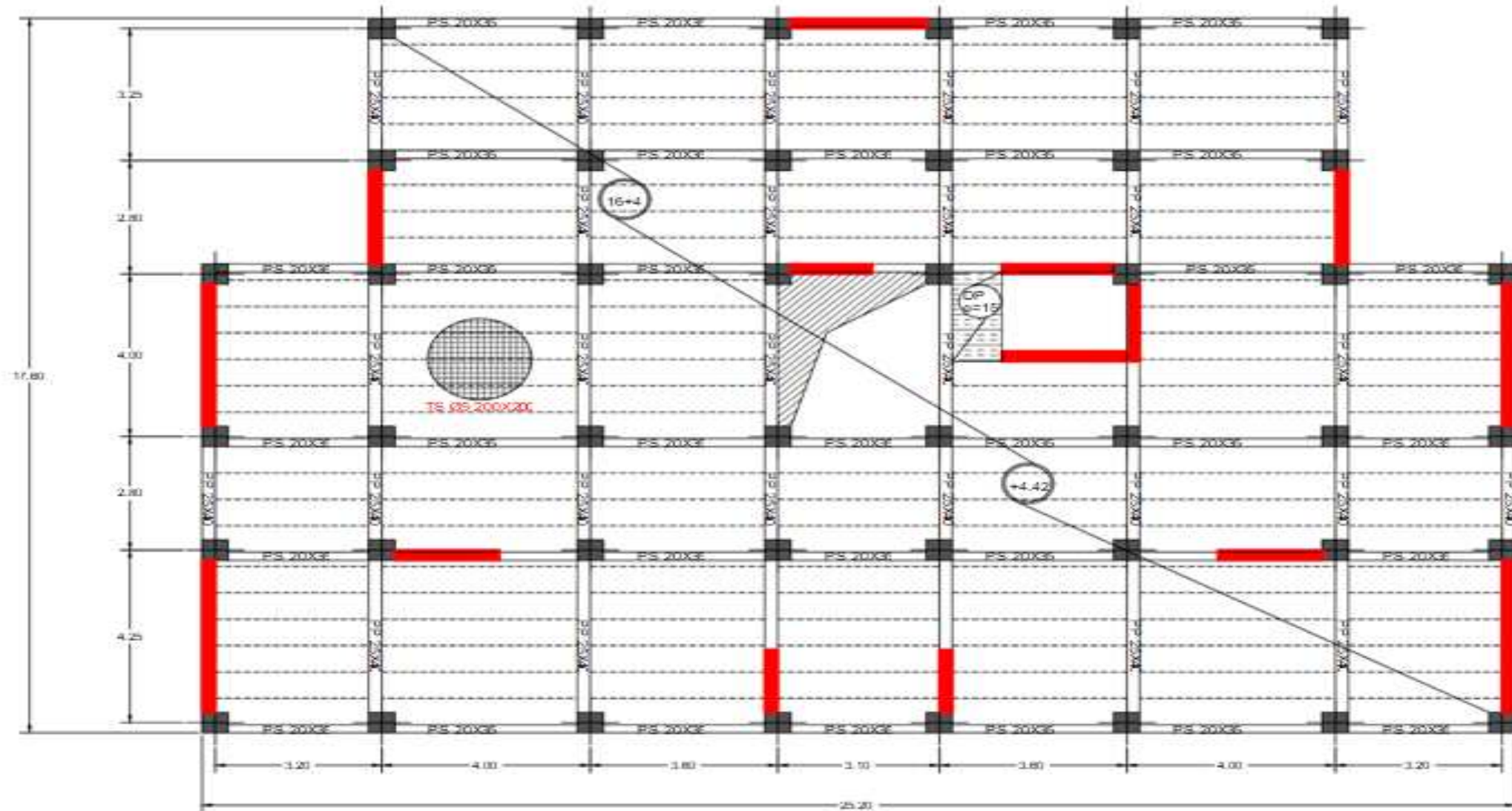


Plan de coffrage radier niveau :+0.00 m



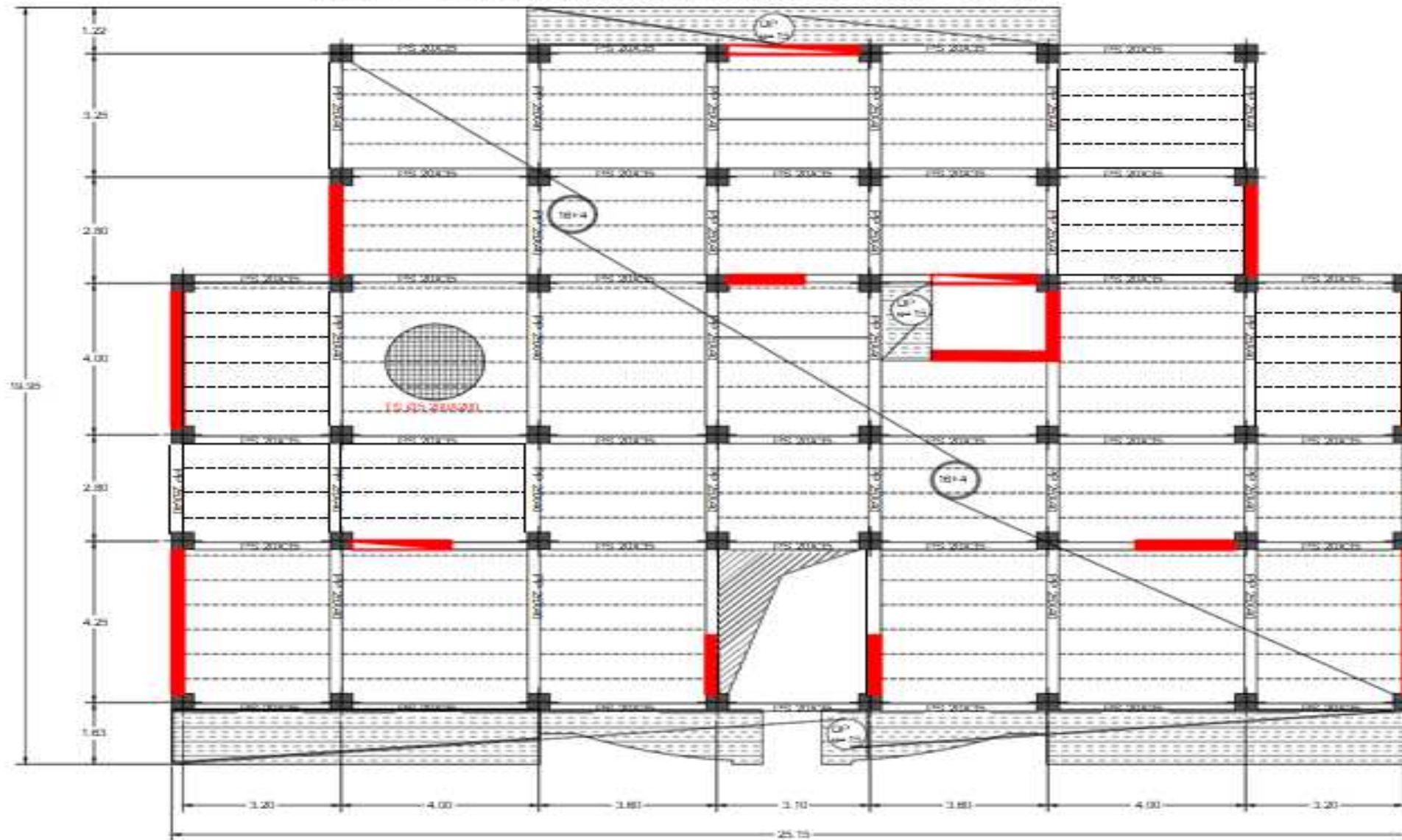
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil	
PROJET: ÉTUDE D'ŒUVRE CONSTRUCTION À TRAVAIL D'ÉLÉVATION: 2+3 AVEC COFFRAGES EXTÉRIEURS	PLANS: Coffrage de fondation
PRÉSENTÉ PAR : YOUSSEF SULFIA HASSI BOUENNE-BOUINE	REVISÉ : 1/1/19
DIRIGÉ PAR : YASSADJER	DATE: 10/01/2024

Plan de coffrage plancher niveau :+4.42 m



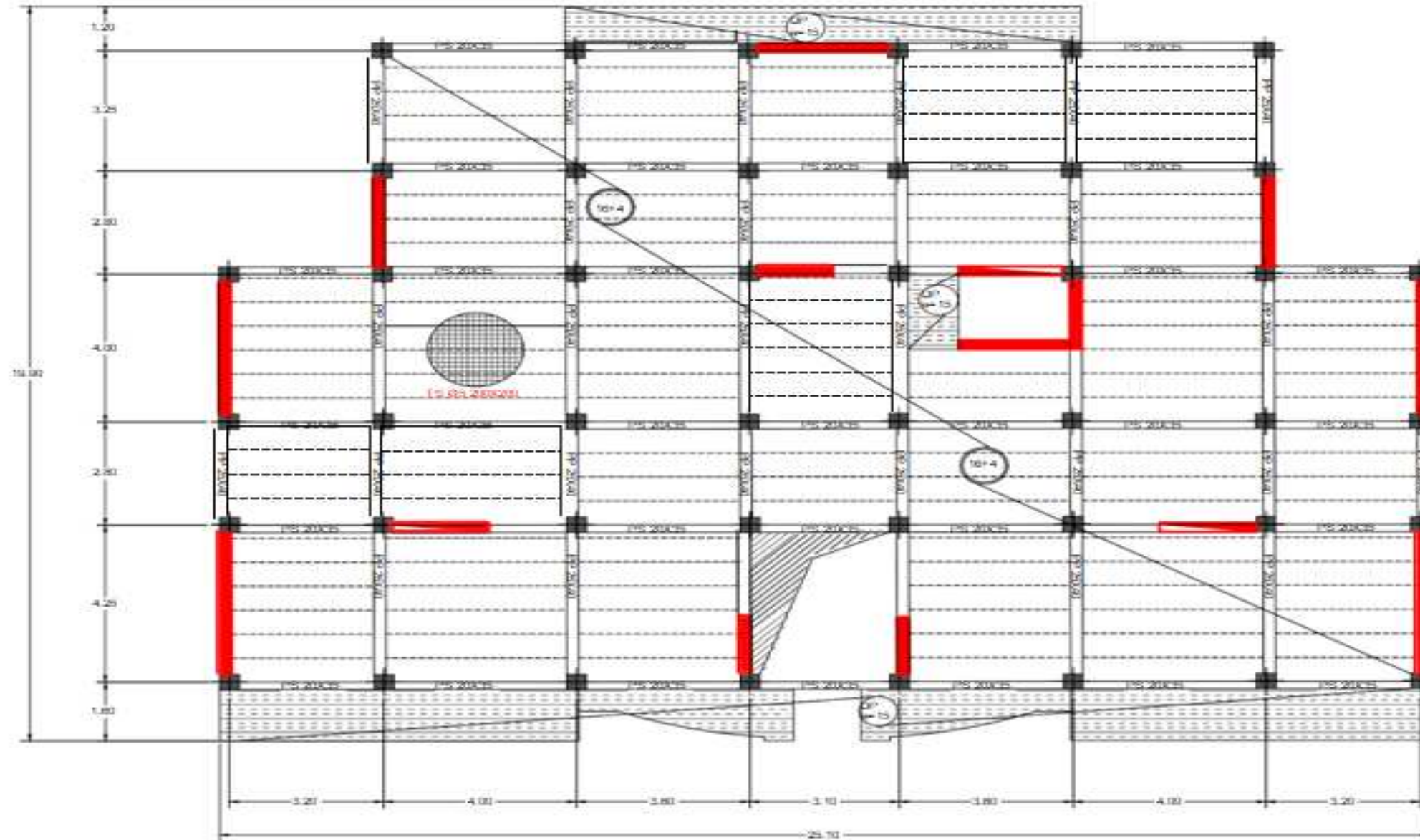
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil	
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION 0+5 AVEC COMMERCE D'EXPOSER	PLANS: Coffrage de plancher
PRESENTE PAR : YANAGHY TULFIA HASSI BOUSSEM-BOINE	NUMERO: 1/100
DATE: YANAGHY	DATE: NOV 2022

Plan de coffrage plancher niveau : +10.54,+13.6m



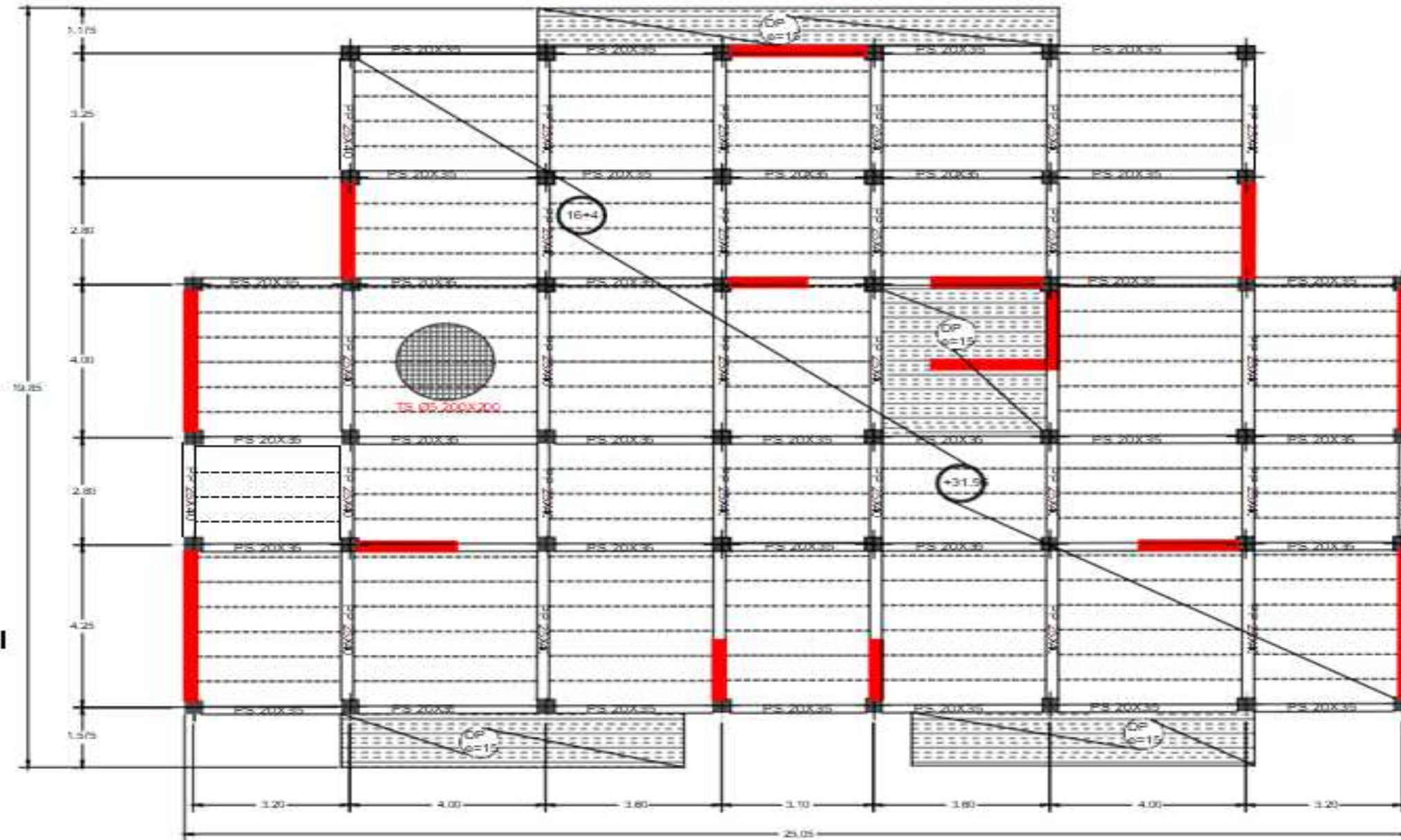
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Université Boualem KHAMMEN Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil	
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION R+4 AVEC COMMERCES DIVERSES	PLANS: Coffrage de plancher
PREPARE PAR : YOUSSEF TADJIT NABIL HOCHEN-BOUC	DATE: 1/2024
DESINE PAR : YOUSSEF TADJIT	DATE: 05/2024

Plan de coffrage plancher niveau : +16.66,+19.72,+22.78m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Université Moudjahid MAMMEDI TARI-OUEDJ Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil	
PROJET: ÉTUDE D'UNE CONSTRUCTION À USAGE D'HABITATION 0+1 AVEC COMMERCES D'ÉPICERIE	PLANS: Coffrage de plancher
PRÉPARÉ PAR : YOUSSEF TACHFI RAMI BOUKHEM-EDDINE	ÉCHELLE: 1/100
DESINÉ PAR : YANAGUELS	DATE: 09/09/2020

Plan de coffrage plancher niveau +31.96 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TUNIS-OUEDJ Faculté de Génie de la construction Département de Génie civil		
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION R+9 AVEC COMMERCES INTERIEURS	PLANS: Coffrage de plancher	
PRESENTE PAR : YINIKHAY TOUMIS SAHAI ELISSEUM-BOUINE	ENCADRE: 2/04	
REVISÉ PAR : YARAGUELS	DATE: NOV 2022	