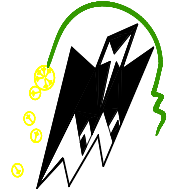


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER d'Etat en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles avec l'application du logiciel ETABS



Dirigé par :
M^r KACHI.

Etudiés par:
M^{elle} Kariche Fatma
M^{elle} Ighoubah Amina

Année 2012/2013



Remerciements

Nos vifs remerciements vont d'abord en premier lieu à notre Seigneur, Maître de la science, de la sommité du savoir, Gardien Suprême des cieux, de la terre, des océans et de l'univers.

En second lieu, nos chaleureuses félicitations à notre promoteur « Mr KACHI » qui n'a ménagé aucun effort et qui a toujours été présent à nos sollicitations, orienté et guidé notre travail de fin d'études.

Notre reconnaissance va aussi à l'ensemble de nos éminents professeurs qui ont su avec professionnalisme et dévouement mener à bien leur noble tâche de la communication du savoir.

Et enfin, nous adressons notre profonde gratitude à tous les membres de l'honorable Jury qui auront à examiner et à apprécier à son juste titre ce modeste travail que nous leurs soumettons tout en les remerciant à l'avance.

Merci

**A.IGHOUBAH
&
F.KARICHE**

Dédicaces

Ce modeste travail pour lequel j'ai peiné pendant de longue année et peut être donnée le meilleur de moi-même, je le dédie en premier lieu et à titre posthume, à ma défunte sœur FATMA, ex étudiante en Biologie (2002-2005).

En second lieu à mes très chers parents (SLIMANE et HOURIA dite SALIHA) qui m'ont aidé et encouragé du début jusqu'à la fin c'est à eux que reviennent tous les mérites.

En troisième lieu, à mes frère et sœur (HAMID et TASSADIT) sans oublier bien sûr mon oncle CHABANE et sa femme SAMIA et tous les membres de ma famille sans exception aucune.

Je tien également à faire ma dédicace à l'ensemble de mes ami(es) et camarades : Assia, DAF.T, Katia, Fatma, Hayet, Kebci.



A.IGHOUBAH

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon cher père.

A celle pour la quelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.

A ma très chère sœur : Ghnima.

A mes chers frères : Ahmed et sa femme Malika, notre bébé Read, Ali et sa femme Fatiha, Rmdane, Idir et sa femme Samira .

Je dédite également à une personne qu'est chère à mes yeux Said .

A mon binôme Amina et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2012-2013.

A tous ceux que je connais de près ou loin.



F.KARICHE

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage..... (1-9)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... (10-21)

Chapitre III : Calcul des éléments (22-84)

❖ Calcul des planchers en corps creux (22)

❖ Calcul des balcons (42)

❖ Calcul des escaliers (48)

❖ Calcul de la poutre palière (61)

❖ Étude de l'acrotère (67)

❖ Étude de la salle machine (75)

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS (85-107)

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA..... (108-120)

Chapitre VI : Ferrailage de la structure..... (121-174)

❖ Ferrailage des poteaux (121)

❖ Ferrailage des poutres (146)

❖ Ferrailage des voiles (162)

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure..... (175-205)

Conclusion.

Bibliographie.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les ouvrages et éléments d'ouvrages en génie civil doivent être conçus et calculés de manière à résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitations.

Pour la raison de la sécurité, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton armé aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.

I- Introduction :

Dans le but de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances acquises durant notre cursus, il nous est donné d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial.

L'ouvrage est d'une importance moyenne, implanté à DRAA EL MIZAN qui est classé par les Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I-1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- longueur totale du bâtimentL = 25.60m
- largeur totale du bâtimentB = 20.45m
- hauteur du RDC H_r = 3.74m
- hauteur de l'étage courantH_e = 3.06m
- hauteur totale du bâtimentH = 31.28m
- hauteur de l'acrotèreha = 0.60m

I-2 La réglementation utilisée :

L'étude de ce projet sera menée suivant les règles :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).
- Les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 modifié 2003**).
- Les charges et surcharges d'exploitation (**DTR – BC – 22**).
- Construction en béton armé (**CBA 93**).

I-3 Éléments de l'ouvrage :

I-3-a- Ossature :

Ossature est composée d'éléments porteurs verticaux (poteaux) et d'éléments porteurs horizontaux (poutres), leur assemblage constitue un portique. Et d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement.

Le rôle principal des différents éléments est :

- Reprendre les charges verticales de la structure (charge permanente, charges d'exploitation ...).
- Assurer le contreventement, autrement dit, résister aux charges horizontales dus principalement au séisme, mais elles peuvent être dues aux explosions...

I-3-b Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal, il sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigide dans le plan horizontal, ils peuvent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui lui transmettent à leur tours aux poteaux puis aux fondations.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

I-3-c- Escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasse et de palier en béton armé coulés sur place.

I-3-d- Ascenseur :

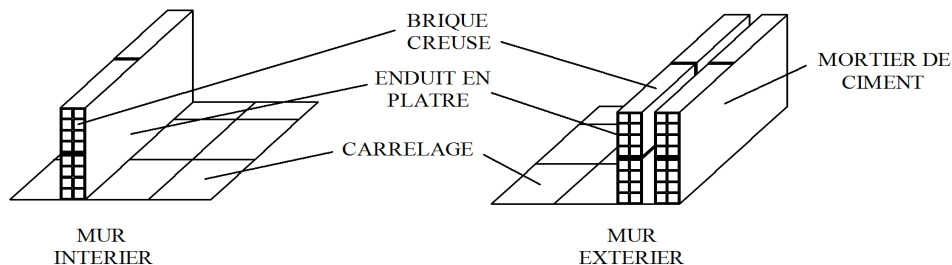
C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I-3-e- Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de soixante centimètres (60 cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

I-3-f- Remplissages :

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 5 cm ; les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses de 10cm.



I-3-g- Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- Céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.

I-3-h- Fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...

Le choix de type de fondation (isolées, filantes, radier ou sur pieux) se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

Les fondations doivent assurés la stabilité de l'ouvrage (pas de tassement, pas de glissement, pas de renversement).

I-4- Système de coffrage :

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL99, CBA 93), et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003).

I-5-1 Béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland artificiel 325 (CPA 325).

Donc le béton est un mélange bien équilibré de ciment, de sable et de gravier ainsi d'eau.

❖ Résistance caractéristique du béton à la compression : (Art.A.2.1,11/ BAEL91)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance se mesure par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques (éprouvette normalisée), elle est notée f_{c28} .

- A 28 jours de durcissement : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton f_{cj} est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour l'étude de notre projet on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours de valeur $f_{c28} = 25$ MPa, celle-ci est donnée pour un contrôle régulier sur chantier.

❖ **Résistance caractéristique du béton à la traction** : (Art.A.2.1,12/B.A.E.L.91)

La résistance du béton à la traction est très faible, notée f_{t28} et qu'on peut la déduire par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$$

À 28 j : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$$

$$f_{t28} = \mathbf{2.1 \text{ MPa.}}$$

❖ **Contraintes limites du béton** :

✚ **Etats limite** :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure, ou un élément de la structure, est mise hors service, c.-à-d ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites à considérer :

a) **Etat limite ultime** :

Correspondant à la perte :

- D'équilibre statique (basculement).
- De stabilité de forme (flambement).
- De résistance (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa (Art .A.4 .3 .41 / BAEL91, CBA93)}$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta=1$ \longrightarrow si la durée d'application est supérieure à 24 heures ($t > 24 \text{ heures}$).

$\theta=0,9$ \longrightarrow si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ($1 < t < 24 \text{ heures}$).

$\theta=0,85$ \longrightarrow si la durée d'application est inférieure à 1 heures ($t < 1 \text{ heure}$).

b) **Etat limite de service** :

Correspondant aux états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure. On peut citer :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- L'état limite de fissuration et de déformation.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{cj}, \text{ pour } j = 28 \text{ jours : } \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa.}} \quad (\text{Art.4.5,2/B.A.E.L.91})$$

❖ Diagramme contraintes déformations

a) A L'ELU :

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure I-1.

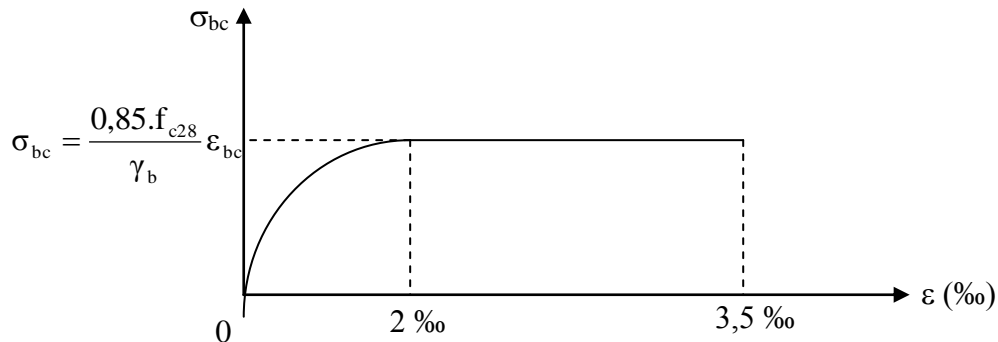


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

- La partie courbe limitée à 2‰ (état élastique).
- La partie rectangle (état plastique).

b) A L'ELS :

Le béton est considéré comme élastique et linéaire .

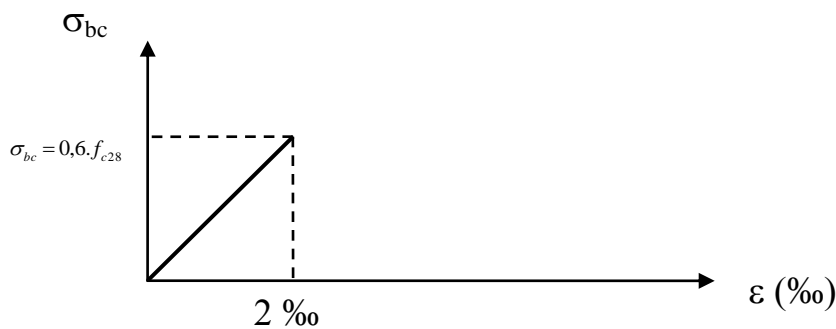


Figure I-2 : diagramme contrainte-déformation du béton

❖ **Contrainte limite de cisaillement** : (Art.5.1,1/B.A.E.L.91)

Elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section cisailée à l'ELU.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la section cisailée.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : (Art.5.1,21/B.A.E.L.91)

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2.f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \Rightarrow \text{Cas des fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \Rightarrow \text{Cas des fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables.}$$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton** :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} : lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures qui est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,21/B.A.E.L.91})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

-Le module de déformation différée du béton E_{vj} : pour les charges de longue durée d'application qui est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,22/B.A.E.L.91})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation transversale du béton** :

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

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson, il a pour valeur :

$\nu = 0$ si le calcul de déformations est à l'**E.L.U**

$\nu = 2$ si le calcul de déformations est à l'**E.L.S**

❖ **Masse volumique du béton** :

La masse volumique du béton est prise égale à $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

I-5-2- Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, se caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

❖ **Limite d'élasticité :**

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau I-1): Caractéristiques des Aciers

| Type | Désignation | Limite élastique (Mpa) | Allongement (%) | Contrainte de Rupture (Mpa) |
|-------------------------|-------------|------------------------|-----------------|-----------------------------|
| Rond Lisse | FeE22 | 215 | 22 | 380 – 390 |
| | FeE24 | 235 | 25 | 410 – 490 |
| Barre à haute adhérence | FeE400 | 400 | 14 | 490 |
| Fils tréfilés lisse | Ø>6mm | 500 | 14 | 580 |

❖ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :** (Art.2.2,1/B.A.E.L.91)

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à
 $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

a) **Contrainte limite ultime à l'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que :

F_e : limite d'élasticité en MPA

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

b) **Contrainte limite de service ELS :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et de diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues tel que :

b-1 fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

b-2 fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} = \min\{2/3 F_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

b-3 fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = \min\{1/2 F_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing < 6\text{mm}$.

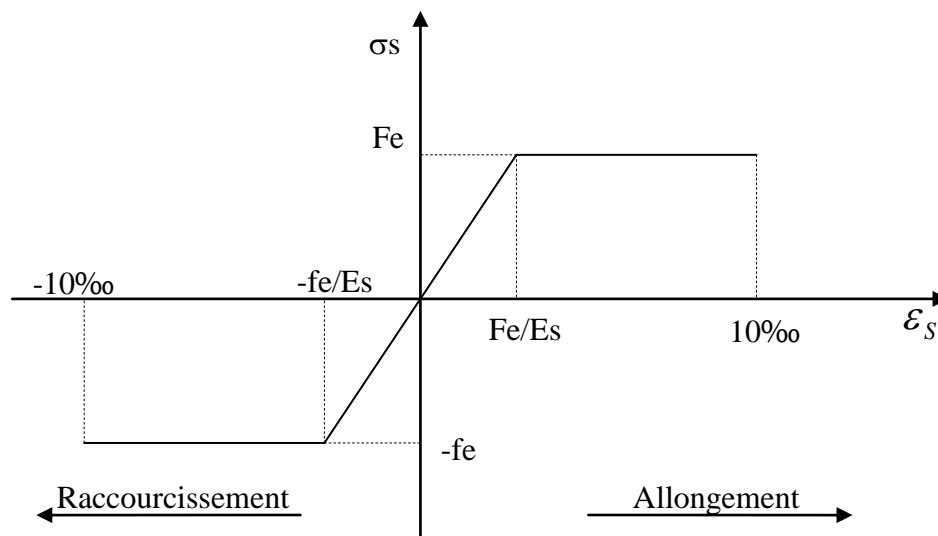
$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

F_e : limite d'élasticité des aciers.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction.

❖ Diagramme contraintes déformations :

(Art.2.2,2/B.A.E.L.91)



-Figure .I.3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier-

I-5-3- Protection des armatures :

(Art.8.1,3/B.A.E.L.91)

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

- **C ≥ 5cm** : Pour les ouvrages de mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : Pour les parois coffrées ou non qui est soumise (ou sont susceptibles de l'être) à actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, au ouvrages au contact d'un liquide.
- **C ≥ 1cm** : Pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Introduction :

Après avoir défini les différentes caractéristiques de notre structure, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment ; tel que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA93.

II-1) Pré dimensionnement des éléments :**II-1-A : les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventements.
- L'isolation thermique et phonique pour l'assurance du confort et de la protection des occupants.

❖ **Plancher à corps creux**

Dans ce cas la dalle est composé par deux éléments préfabriqués en usine ou sur chantier (poutrelle et corps creux) et d'une dalle de compression en B.A coulée sur place .LA dalle est généralement armé d'un treillis soudé qui a pour fonction :

- Limiter les risques de fissuration par retrait du béton de la dalle.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites (poinçonnement).

a) les poutrelles :

Elles reçoivent les charges et surcharges de la dalle de compression et les transmettent aux poutres principales.

b) les corps creux :

Ils constituent les éléments de remplissage.

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher .Ce dernier est constitué d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule : $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

L : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Remarque :

Le RPA exige le min (b, h) \geq 25cm en zone IIa ; On prend min=25cm

Dans notre cas : $L = 330 - 25 = 305$ cm

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{305}{22.5} = 13.55 \text{ cm} .$$

On adopte $h_t = 20$ cm, ce qui nous donne un plancher de (16 + 4) cm

16cm : épaisseur du corps creux
 4cm : épaisseur de dalle de compression

Il sera valable pour tous les planchers.

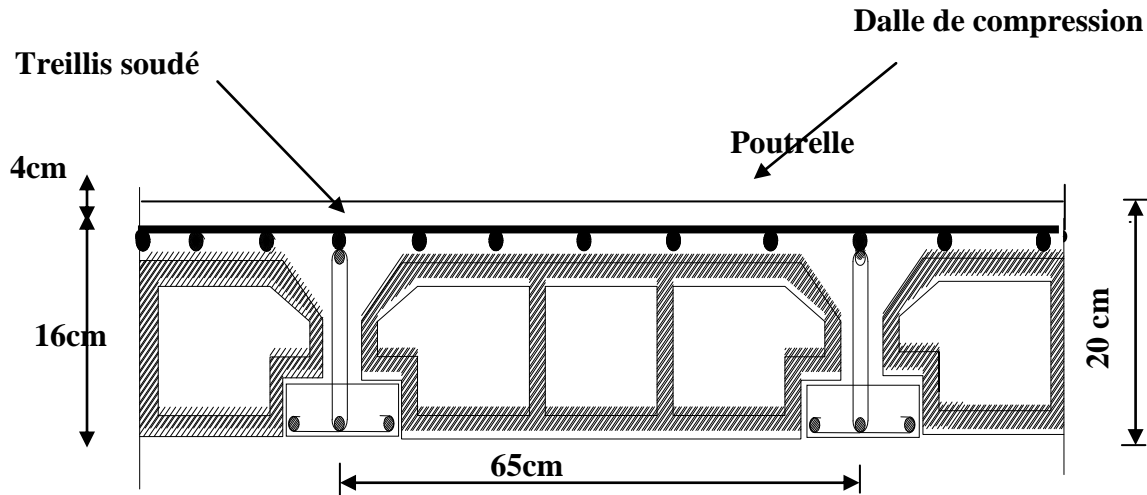


Figure .II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

II-2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, dont le rôle est la transmission des charges et surcharges des planchers vers les éléments verticaux, nous allons faire le pré dimensionnement pour les poutres secondaires et principales.

Les exigences de RPA 99(version 2003) :

D'après les prescriptions préconisées par le RPA (version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- | | | |
|--|---|-------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> ➤ Largeur.....$b \geq 20 \text{ cm}$ ➤ Hauteur.....$h \geq 30 \text{ cm}$ ➤ Le rapport.....$\frac{h}{b} \leq 4$ | } | (RPA99/2003, Art 7.5.1) |
|--|---|-------------------------|

II-2-1 Poutres principales (sens transversal) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui a Celles-ci.

❖ **hauteur** : elle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : Longueur entre nus d'appuis de la plus grande travée.

h_t : Hauteur de la poutre principale.

Dans notre cas :

$$L = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \Leftrightarrow 27 \leq h_t \leq 40.5 \text{ cm}$$

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

❖ **Largeur :**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28.$$

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

II-2-2 Poutres secondaires (sens longitudinal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

❖ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

L : Longueur entre nus d'appuis de la plus grande travée.

h_t : Hauteur de la poutre secondaire.

$$L = 330 - 25 = 305 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.33 \leq h_t \leq 30.5 \text{ cm}$$

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

❖ **Largeur:**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

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

Les vitrifications selon (RPA99 version 2003 Art 7.5.1) :

| | Poutres principales | Poutres secondaires | vérification |
|------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------|
| Hauteur (cm) | 40 > 30 | 35 > 30 | oui |
| Largeur (cm) | 25 > 20 | 25 > 20 | oui |
| Hauteur/largeur | 1.6 < 4 | 1.4 < 4 | oui |

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

D'après ces articles on opte pour la section suivante :

- Poutres principale : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

Schémas des sections des poutres :

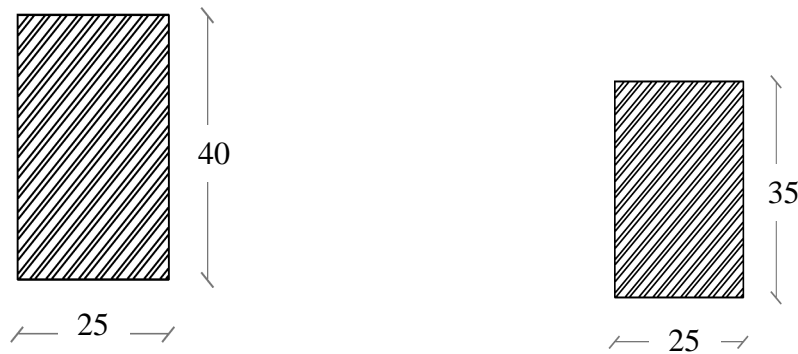


Figure .II.2 : Dimensions des poutres

II-3 Les voiles :

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

Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm (d'après le R.P.A article 7.7.1), par ailleurs cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme la montre la figure ci-dessous :

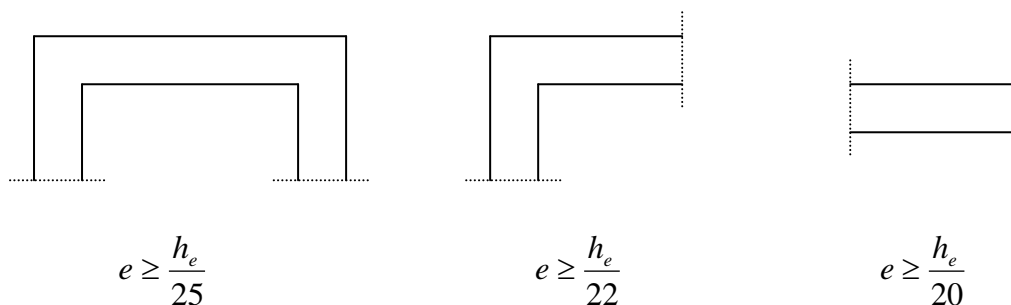


Figure II.3 : Coupe des voiles en plan

On a :

$$h_e = h - ep(\text{dalle}).$$

h_e : Hauteur du voile.

h : Hauteur d'étage.

➤ **RDC** :

$$h_e = 374 - 20 = 354 \text{ cm}.$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{354}{20} = 17.7 \text{ cm}. \text{ On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etage courant** :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}.$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}.$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification**:

$$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}.$$

$$L_{\min} > 4.e$$

$$L_{\min} = 2.8 \text{ m} > 4.e = 0.8 \text{ m}.$$

La condition est vérifiée pour les voiles de la structure qui seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

II-4 pré dimensionnement des poteaux :

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'E.L.S (État limite de service) en compression simple par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

La combinaison de charges et surcharges est exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

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

S : Section transversale du poteau.

N_s : Effort normal de compression repris par le poteau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

D'où :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ KN/cm}^2$$

II-4-1 Détermination des charges permanentes :

a) Plancher :

1- Plancher terrasse inaccessible :

| | |
|---|--|
| 1- Couche de gravier (ep = 5cm)..... | 0.85 KN/m ² |
| 2- Étanchéité multicouche (ep = 2cm)..... | 0.12 KN/m ² |
| 3- Béton se forme de pente (ep = 7 cm)..... | 1.54 KN/m ² |
| 4- Feuille de polyane | 0.01 KN/m ² |
| 5- Isolation thermique (ep = 4cm)..... | 0.16 KN/m ² |
| 6- Plancher en corps creux (16+4)..... | 2.80 KN/m ² |
| 7 - Enduit plâtre (ep = 1.5cm)..... | 0.15 KN/m ² |
| | G_t = 5.63 KN/m² |

2 - Plancher d'étage courant :

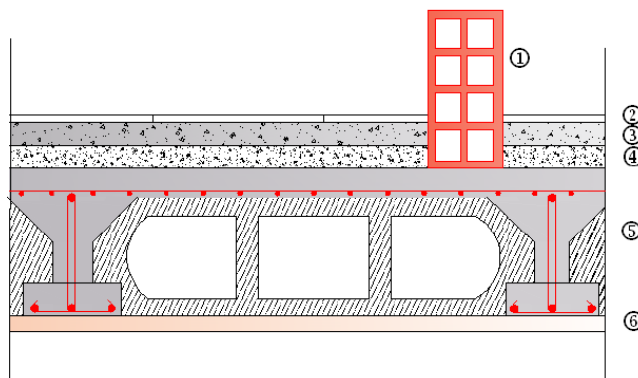


Figure .II.4 : coupe verticale du plancher d'étage courant

| | |
|---|---|
| 1- Maçonnerie en brique creuse (ep=10 cm) | 0.90 KN/m ² |
| 2- Revêtement carrelages scellés (ep=2 cm)..... | 0.44 KN/m ² |
| 3- Mortier de pose (ep= 2cm)..... | 0.44 KN/m ² |
| 4- Couche de sable (ep=3 cm)..... | 0.54 KN/m ² |
| 5- Plancher en corps creux (ep =16 + 4 cm)..... | 2.80 KN/m ² |
| 6- Enduit plâtre (ep=1,5 cm)..... | 0.15 KN/m ² |
| | G_c = 5.27 KN /m² |

3- Balcon :

a) Charges et surcharges :

- 1-Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75$ KN/ml
- 2-Couche de sable (2cm) : $0.02 \times 18 = 0.36$ KN/ml
- 3-Mortier de pose (2cm) : $0.02 \times 22 = 0.44$ KN/ml
- 4-Carrelage scellé (2cm) : $0.02 \times 22 = 0.44$ KN/ml
- 5-Enduit de ciment (1.5cm) : $0.015 \times 22 = 0.33$ KN/ml

$$G = 5.32 \text{ KN/ml}$$

b) Poids propre du garde corps(en brique) :

1- Mortier de ciment (2cm) : $0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{KN/ml}$

2- Brique creuse (10cm) : 0.90 KN/ml

$g = 1.62 \text{ KN/ml}$

4- Les murs extérieurs :

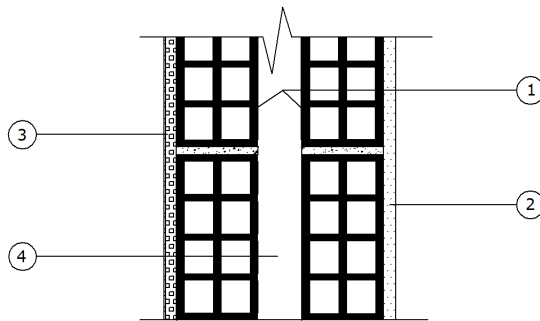


Figure .II.5 : Mur en double cloisons

- 1- Enduit extérieur en mortier de ciment (ep = 1.5cm)..... 0.27 KN/m^2
- 2- Briques creuses (ep= $2 \times 10 \text{cm}$)..... 1.80 KN/m^2
- 3- Enduit intérieur en plâtre (ep= 1.5cm)..... 0.15 KN/m^2
- 4- Lamé d'air (ep = 5cm)

$G = 2.22 \text{ KN/m}^2$

5- Les murs intérieurs :

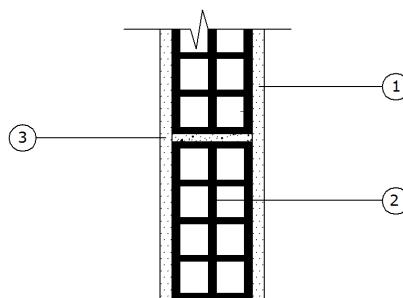


Figure .II.6 : Mur intérieur

- 1- Enduit intérieur en plâtre (ep= 1.5cm) 0.15 KN/m^2
- 2- Maçonnerie en briques creuses (ep= 10cm)..... 0.9 KN/m^2
- 3- Enduit intérieur en plâtre (ep= 1.5cm) 0.15 KN/m^2

$G = 1.2 \text{ KN/m}^2$

II-4-2 Détermination des surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible1 KN/m²
- Plancher d'étage courant a usage d'habitation.....1.5 KN/m²
- RDC a usage locaux2.5 KN/m²
- Balcons3.5 KN/m²
- Escaliers.....2.5 KN/m²

II-4-3 Localisation du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité correspondre au croisement des portiques 3 et C comme il est montré sur la figure :

❖ La surface d'influence:

Section brute :

$$S_b = [(4.3) \times (3.3)] = 14.19 \text{ m}^2$$

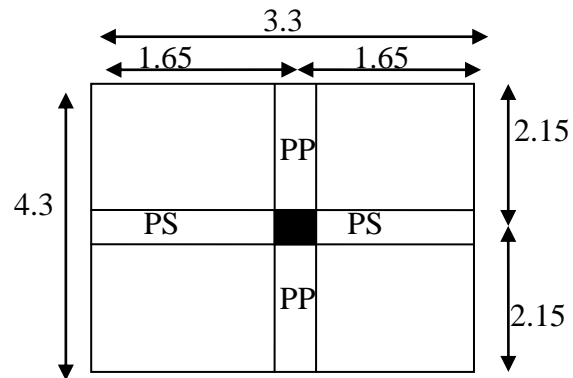


Figure .II.7 : Le poteau le plus sollicité

II-4-5 Calcul des poids propres des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de (25x25) cm² qui correspond à la section minimale exigée par le RPA 99 (version 2003) en cette zone (IIa).

➤ **poids des planchers :**

- Plancher terrasse inaccessible : $G_{pt} = (5.63 \times 14.19) = 79.89 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $G_{pc} = (5.27 \times 14.19) = 74.78 \text{ KN}$

➤ **Poids des poutres :**

$$\rho = 25 \text{ Kn/m}^3$$

- Poutre principale $G_{pp} = (0.25 \times 0.40) \times (2.15 + 1.75) \times 25 = 9.75 \text{ KN}$.
- Poutre secondaire $G_{ps} = (0.25 \times 0.35) \times (1.65 + 1.40) \times 25 = 6.67 \text{ KN}$.

$$\text{Le poids total : } G_p = 9.75 + 6.67 = 16.42 \text{ KN.}$$

➤ **Poids des poteaux :**

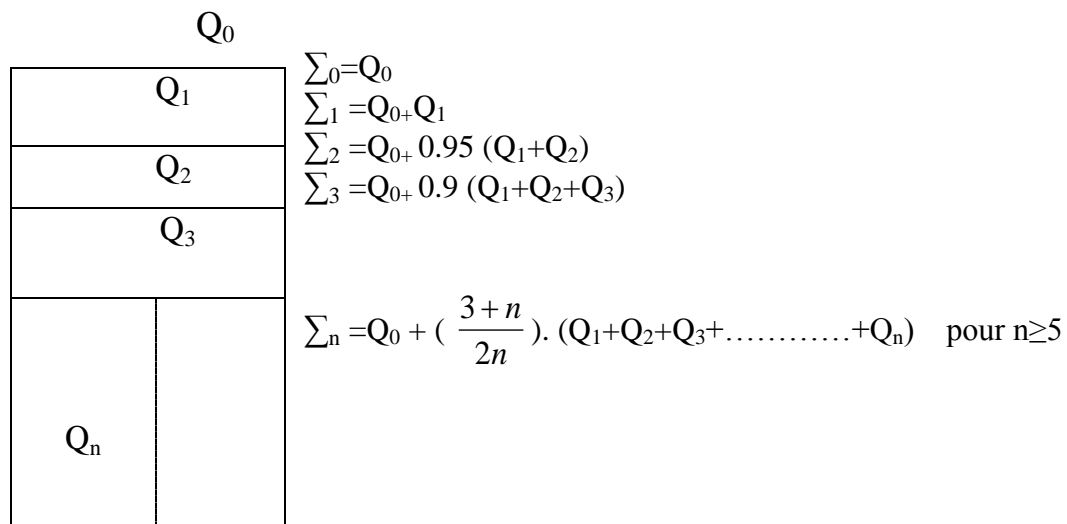
- Poteau d'étage courant : $P_{P_{courant}} = (0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 4.78 \text{ KN}$.
- Poteau de R.D.C : $P_{R.D.C} = (0.25 \times 0.25 \times 3.74) \times 25 = 5.84 \text{ KN}$.

II-4-6 Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_t = 1 \times (4.30 \times 3.30) = 14.19 \text{ KN}$
- Plancher courant $Q_C = 1.5 \times (4.30 \times 3.30) = 21.28 \text{ KN}$.
- Plancher de R.D.C $Q_{R.D.C} = 2.5 \times (4.30 \times 3.30) = 35.47 \text{ KN}$.

II-4-7 La loi de dégression des charges :

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanités du chargement sur tous les planchers. La loi de dégression des charges est applicable lorsque le nombre d'étages dépasse cinq niveaux (pour $N \geq 5$)



Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$

Figure II.8 : Loi de dégression des charge

Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

$$S_0 = Q_0 = 1 \times 14.19 = 14.19 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 35.47 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 54.62 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 71.65 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 86.54 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.8 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 99.31 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 109.95 \text{ KN}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 119.95 \text{ KN}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 131.66 \text{ KN}$$

$$S_9 = Q_0 + 0.66 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 167.43 \text{ KN}$$

*Les résultats sont résumés dans le tableau suivant *

| NIV | Charges permanentes | | | | | Charges d'exploitations | | Effort normal (KN) $N_s = G + Q$ | Section (cm ²) $B = N_s / \sigma_{bc}$ | Section à opté bxh (cm ²) |
|------|---------------------|---------|--------|---------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------------------|---|---------------------------------------|
| | plancher | poutres | poteau | G (KN) | G _{cumulée} | Q (kN) | Q _{cumulée} | | | |
| X | 79.89 | 16.42 | 4.78 | 101.09 | 101.09 | 14.19 | 14.19 | 115.28 | 76.85 | 30x30 |
| XI | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 197.07 | 21.28 | 35.47 | 232.54 | 155.02 | 30x30 |
| VIII | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 293.05 | 21.28 | 54.62 | 347.67 | 231.78 | 30x30 |
| VII | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 389.03 | 21.28 | 71.65 | 460.68 | 307.12 | 35x35 |
| VI | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 485.01 | 21.28 | 86.54 | 571.55 | 381.03 | 35x35 |
| V | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 580.99 | 21.28 | 99.31 | 680.3 | 453.53 | 35x35 |
| IV | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 676.97 | 21.28 | 109.95 | 786.92 | 524.61 | 40x40 |
| III | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 772.95 | 21.28 | 119.95 | 892.9 | 595.27 | 40x40 |
| II | 74.78 | 16.42 | 4.78 | 95.98 | 868.93 | 21.28 | 131.66 | 1000.59 | 667.06 | 40x40 |
| I | 74.78 | 16.42 | 5.84 | 97.05 | 965.98 | 35.47 | 167.13 | 1133.11 | 755.40 | 40x40 |

II-4-8 Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

Zone IIa : les conditions liées à cette zone sont :

- $\min(h, b) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(h, b) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

On a :

➤ Pour le RDC :

$$\begin{aligned} \min(40, 40) &= 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \Rightarrow h_e / 20 &= (374 - 40) / 20 = 16.37 < 40 \\ \Rightarrow b / h &= 40 / 40 = 1 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \end{aligned}$$

➤ Pour étage 1, 2 et 3 :

$$\begin{aligned} \min(40, 40) &= 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \Rightarrow \frac{h_e}{20} &= (306 - 40) / 20 = 13.3 < 40 \\ \Rightarrow \frac{b}{h} &= \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{aligned}$$

➤ Pour les étages 4, 5 et 6 :

$$\begin{aligned} \min(35, 35) &= 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm.} \\ \Rightarrow \frac{h_e}{20} &= (306 - 40) / 20 = 13.3 < 35 \\ \Rightarrow \frac{b}{h} &= 35 / 35 = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{aligned}$$

- Pour les étages 7, 8 et 9 :

$$\min(30, 30) = 30\text{cm} > 25\text{cm}.$$

$$\Rightarrow \frac{h_e}{20} = (306 - 40)/20 = 13.3 < 30$$

$$\Rightarrow \frac{b}{h} = 30/30 = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées

II-4-9 Vérification des poteaux au flambement :

Lorsque une pièce élancé (longueur grande devant les dimensions de la section) est soumise un effort de compression centrée, il se produit un phénomène d'instabilité de forme appelé **flambage**.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ doit satisfaire la condition suivante :

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

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration tel que $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: Le moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

B: Section de poteau.

l_f : Longueur de flambement, elle dépend :

- De la longueur libre (l_0) de la pièce.
- De la liaison à chaque extrémité de cette pièce .

Le BAEL.91 nous suggère de considérer $l_f = 0.7 l_0$ lorsque le **poteau est encastéré** à ces **deux extrémités**.

$$l_f = 0.7 \times 3.74 = 2.618 \text{ m} \quad \text{pour les poteaux de R.D.C.}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m} \quad \text{pour les poteaux d'étage courant.}$$

- **Poteaux du R.D.C, étages 1, 2 et étage 3 :**

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = 11.55 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{261.8}{11.52} = 18.77 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux d'étages 4, 5 et 6 :**

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = 10.10 \text{ cm}$$

D'où : $\lambda = \frac{214.2}{10.10} = 21.21 < 50$ condition vérifiée.

- **Poteaux d'étages 7, 8 et 9 :**

$$i = \sqrt{\frac{30 \times 30^3}{12 \times 30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}$$

D'où : $\lambda = \frac{214.2}{8.66} = 24.73 < 50$ condition vérifiée.

Toutes les valeurs de λ étant inférieures à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

Conclusion :

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

- Hauteur du plancher : $h_e = 20$ cm, soit un plancher de **(16 + 4)** cm
- Section des poutres principales est de **(25 x 40)** cm²
- Section des poutres secondaires est de **(25 x 35)** cm²
- Section des poteaux de RDC est de **(40 x 40)** cm²
- Section des poteaux des étages 1, 2 et 3 est de **(40 x 40)** cm²
- Section des poteaux des étages 4, 5 et 6 est de **(35 x 35)** cm²
- Section des poteaux des étages 7, 8 et 9 est de **(30 x 30)** cm²

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la Structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des charges seules qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifiées 99)

III-1) Calcul des planchers en corps creux :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux et ont une épaisseur de (16+4) cm et une dalle de compression, reposent sur des poutrelles préfabriquées, ces dernières seront disposées suivant le sens de la petite portée, sauf pour les balcons ; on fait l'étude du plancher le plus sollicité.

Les planchers à corps creux sont constitués de:

- ❖ Nervures appelées poutrelles de section en "Té", elles assurent la fonction de portance.
- ❖ Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant acoustique ; phonique ; et thermique, sa dimension est de 16 cm.
- ❖ Une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur, armée dans le but de :
 - Limiter les risques de fissurations par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartitions entre poutrelle voisines de charges, localisées notamment celles correspondantes aux charges.

III-1-1) Ferraillage de la dalle de compression :

Elle est coulée sur place et ferrillée avec un treillis soudé de type **TLE 520**, pour le BAEL91 (Art.B.6.8.423), CBA93.

$\emptyset \leq 6\text{mm}$ dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures).

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : L : Distance entre axe des poutrelles
 $50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$.

$$L = 65 \text{ cm}$$

Soit : $A_{\perp} = 5 \text{ HA } 4 = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement de 20 cm .

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 4 \text{ HA } 4 = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement de 25 cm

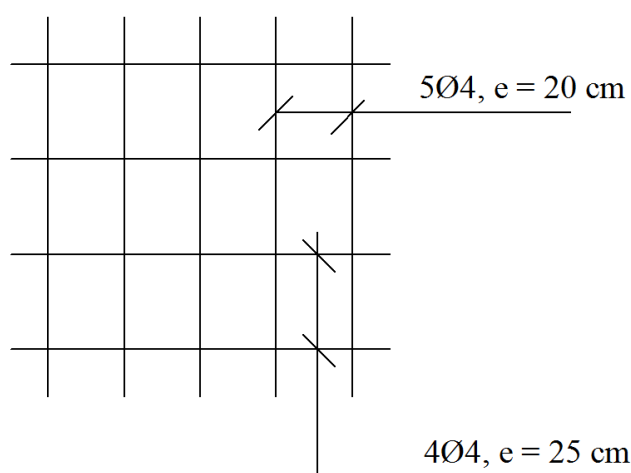


Figure III.1 : Treillis soudé de 20x25 cm

Conclusion :

On adoptera un treillis soudé de dimension (20 x 25) cm en TLE 520.

III-1-2) Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes.

Étape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, en plus de son poids propre, le poids des corps creux et de la main d'œuvre.

- Charges permanentes :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 1 \times 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 1 \times 0.65 \times 0.95 = 0.62$
 $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$

- Charges d'exploitation (surcharge) :

- La main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

a) **Calcul à l'ELU :**

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

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$Mu = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2.5 \times \frac{3.30^2}{8} = 3.40 \text{ KN.m}$$

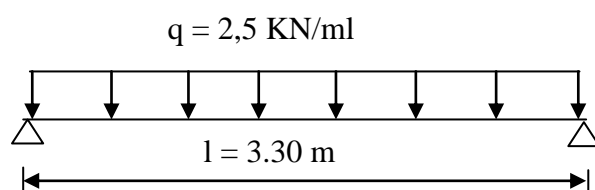


Figure .III-2: Schéma statique de la travée poutrelle.

b) **Ferraillage :**

Soit: $c = 2\text{cm}$; $d = 2\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.40 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} = 4.98$$

$\mu_u \gg \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée.

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle et supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises.

Étape 2 : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en **Té** reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a) **Dimensionnement de la poutrelle :**

$h = (16 + 4) = 20\text{cm}$; Hauteur de la poutrelle.

$h_o = 4\text{ cm}$; Hauteur de la dalle de compression.

$b_o = 12 \text{ cm}$; Largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_a}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right].$$

$L_a =$ Distance entre deux poutrelles ; $L_a = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.

L : Largeur de la plus grande travée : $L = 3.30 \text{ m}$

D'ou: $b_1 \leq \min \left[\frac{53}{2}; \frac{330}{10}; 8 \times 4 \right].$

$$b_1 \leq \min \{26.5; 33; 32\} \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_o = 65 \text{ cm}$$

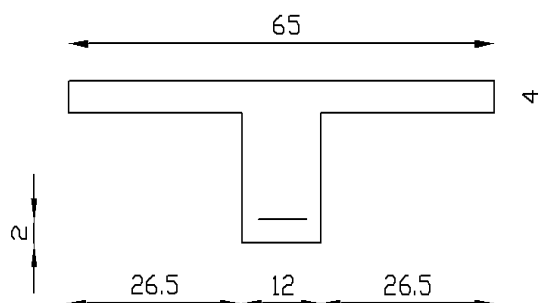


Figure .III-3 dimensionnement de la section en Té

b) Détermination des charges revenant à la poutrelle (P)

- Charges permanentes G :

$$G = 5.27 \times 0.65 = 3.42 \text{ KN/ml}$$

- Charges exploitation Q :

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$$

- Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.42) + 1.5 (1.625) = 7.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7.05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.42 + 1.625$$

$$q_s = 5.05 \text{ KN/ml}$$

c) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

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

$$2 \times G = 2 \times 5.27 = 10.54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 < 2 G = 10.54 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

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

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{220}{330} = 0.66, \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{330}{330} = 1.00, \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{330}{220} = 1.5, \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{220}{330} = 0.66, \quad \frac{L_5}{L_6} = \frac{370}{300} = 1.23,$$

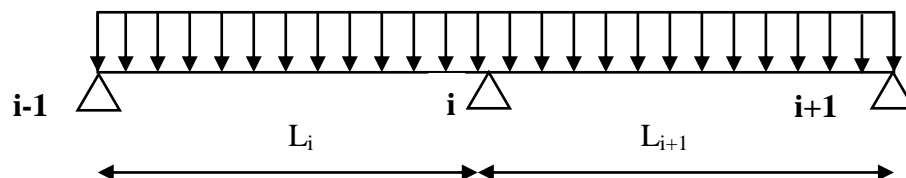
$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{330}{220} = 1.5 \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

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

Conclusion :

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

2- Présentation de la méthode :



• **Moments aux appuis :**

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

• **Moments en travées :**

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

Avec

$$\mu(x) = \frac{q}{2} x (l - x) \quad \text{D'où :} \quad X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{ql}$$

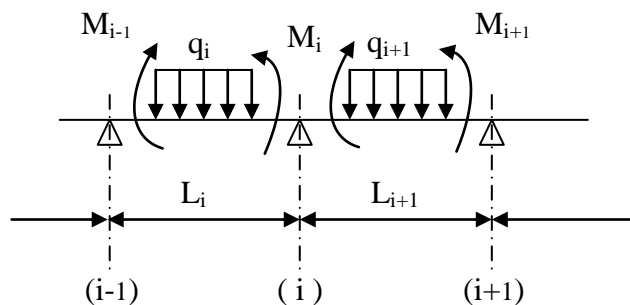


Figure III-4 : exposition de la méthode des trois moments

• **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{d M(x)}{dx} = q \frac{l}{2} - q x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :

\$M_{i-1}\$, \$M_i\$, \$M_{i+1}\$: Sont les moments des appuis "i-1"; "i" et "i+1".

\$l_i\$: La portée de la travée à gauche de l'appui "i".

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

\$q\$: La charge uniformément répartie à gauche et à droite de l'appui "i".

\$\mu(x)\$: Le moment de la même travée considérée isostatique.

❖ **Études des poutrelles** : nous avons à calculer un type de poutrelle : à cinq travées.

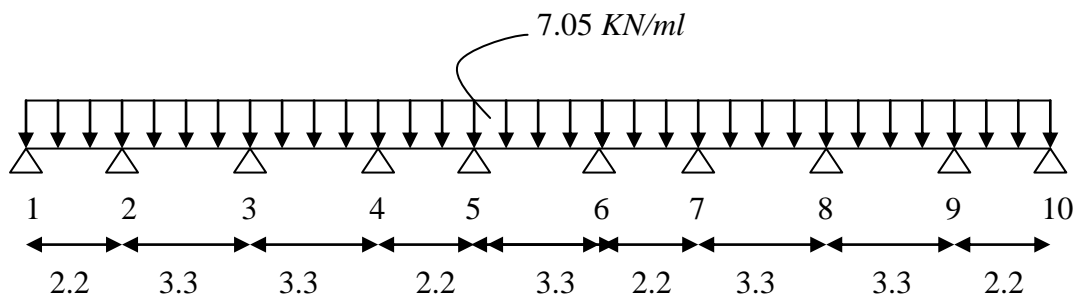


Figure III-3 : Schéma statique de la poutrelle

1) **Calcul des moments aux appuis :**

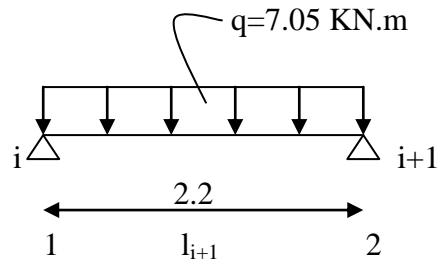
Nœud 1 :

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

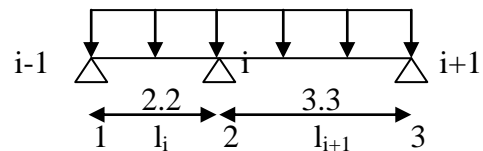
$$l_i = 0$$

$$2M_1 (2.2) + M_2 (2.2) = \frac{-7.05 \times 2.2^3}{4}$$

$$4.4 M_1 + 2.2 M_2 = -18.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$



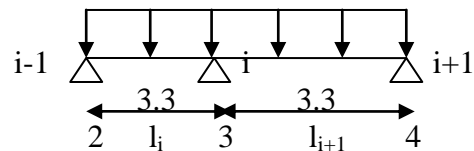
Nœud 2 :



$$2.2M_1 + 2M_2 (2.2+3.3) + M_3 3.3 = \frac{-7.05 \times 2.2^3}{4} - \frac{7.05 \times 3.3^3}{4}$$

$$2.2M_1 + 11M_2 + 3.3M_3 = -82.11 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

Nœud 3:



$$3.3M_2 + 2M_3 (3.3+3.3) + M_4 3.3 = \frac{-7.05 \times 3.3^3}{4} - \frac{7.05 \times 3.3^3}{4}$$

$$3.3M_2 + 13.2 M_3 + 3.3M_4 = -126.68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (3)$$

Nœud 4:

$$3.3M_3 + 2M_4 (3.3+2.2) + 2.2M_5 = \frac{-7.05 \times 2.2^3}{4} - \frac{7.05 \times 3.3^3}{4}$$

$$3.3M_3 + 11M_4 + 2.2 M_5 = -82.11 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (4)$$

Nœud 5:

$$2.2M_4 + 2 M_5 2.2 = \frac{-7.05 \times 2.2^3}{4}$$

$$2.2M_4 + 4.4M_5 = -18.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (5)$$

Par symétries:

$$M_1 = M_{10}$$

$$M_2 = M_9$$

$$M_3 = M_8$$

$$M_4 = M_7$$

$$M_5 = M_6$$

Les équations sont les suivantes :

$$4.4 M_1 + 2.2 M_2 = -18.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$2.2M_1 + 11M_2 + 3.3M_3 = -82.11 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$3.3M_2 + 13.2 M_3 + 3.3M_4 = -126.68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (3)$$

$$3.3M_3 + 11M_4 + 2.2 M_5 = -82.11 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (4)$$

$$2.2M_4 + 4.4M_5 = -18.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (5)$$

La résolution des équations:

$$\text{De (1)} \implies M_1 = -4.27 - 0.5M_2$$

$$\text{Je remplace } M_1 \text{ dans (2)} : M_2 = -7.34 - 0.33M_3$$

$$\text{Je remplace } M_2 \text{ dans (3)} : M_3 = -8.46 - 0.27M_4$$

$$\text{Je remplace } M_3 \text{ dans (4)} : M_4 = -5.36 - 0.21M_5$$

Je remplace M_4 dans (5) :

$$M_5 = -1.77 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4.99 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.11 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4.99 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -1.77 \text{ KN.m}$$

2-Calcul des moments en travées :

Travée (1-2) et (9-10) :

$$X = 0.89 \text{ m}$$

$$M(x) = 1.05 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3) et (8-9):

$$X = 1.56 \text{ m}$$

$$M(x) = 3.58 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4) et (7-8) :

$$X = 1.74 \text{ m}$$

$$M(x) = 3.60 \text{ KN.m}$$

Travée (4-5) et (6-7):

$$X = 1.30\text{m}$$

$$M(x) = 1.05 \text{ KN.m}$$

Travée (5-6) :

$$X = 1.65\text{m}$$

$$M(x) = 7.84 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Une diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.
- Une augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

❖ **Les moments aux appuis :**

| Moments aux appuis en KN .m | | Moments corrigés aux appuis en KN .m | |
|--------------------------------|-------|---|-------|
| $M_1=M_{10}$ | -1.77 | $M_1=M_{10}$ | -1.18 |
| $M_2=M_9$ | -4.99 | $M_2=M_9$ | -3.33 |
| $M_3=M_8$ | -7.11 | $M_3=M_8$ | -4.74 |
| $M_4=M_7$ | -4.99 | $M_4=M_7$ | -3.33 |
| $M_5=M_6$ | -1.77 | $M_5=M_6$ | -1.18 |

❖ **Les moments en travées :**

| Travée | Moments en travées en KN .m | Travée | Moments corrigées aux travées en KN .m |
|------------------|--------------------------------|------------------|---|
| (1-2) et (9-10) | 1.05 | (1-2) et (9-10) | 1.40 |
| (2-3) et (8-9) | 3.58 | (2-3) et (8-9) | 4.77 |
| (3-4) et (7-8) | 3.60 | (3-4) et (7-8) | 4.80 |
| (4-5) et (6-7) | 1.05 | (4-5) et (6-7) | 1.40 |
| (5-6) | 7.84 | (5-6) | 10.45 |

3) Diagramme des moments fléchissant a l'ELU:

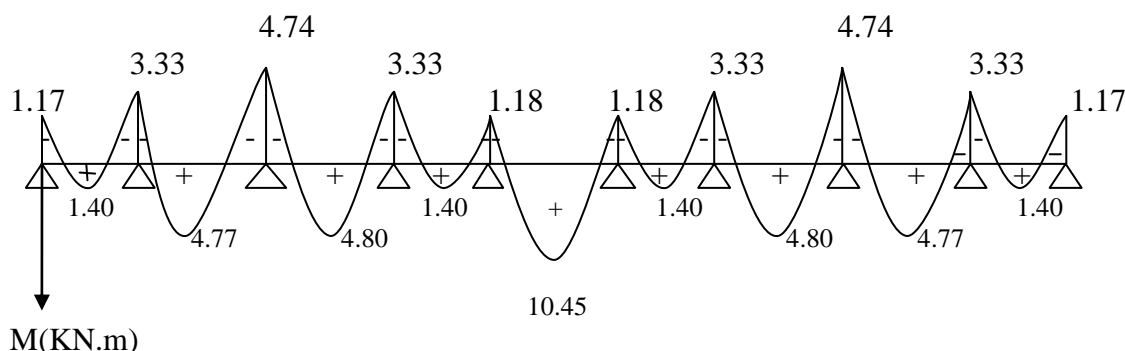


Figure III 4. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en [KN.m]

4) Calcul des efforts tranchants :

T_i et T_{i+1} : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T(x) = \frac{d M(x)}{dx} = q \frac{l}{2} - q x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

| Travées | $T_i (X=0)$ (KN) | $T_{i+1} (X=l)$ (KN) |
|-----------------|------------------|----------------------|
| (1-2) et (9-10) | 6.31 | -9.22 |
| (2-3) et (8-9) | 11.00 | -12.30 |
| (3-4) et (7-8) | 12.30 | -10.99 |
| (4-5) et (6-7) | 9.23 | -6.30 |
| (5-6) | 11.65 | -11.65 |

5) Diagramme des efforts tranchants a l'ELU :

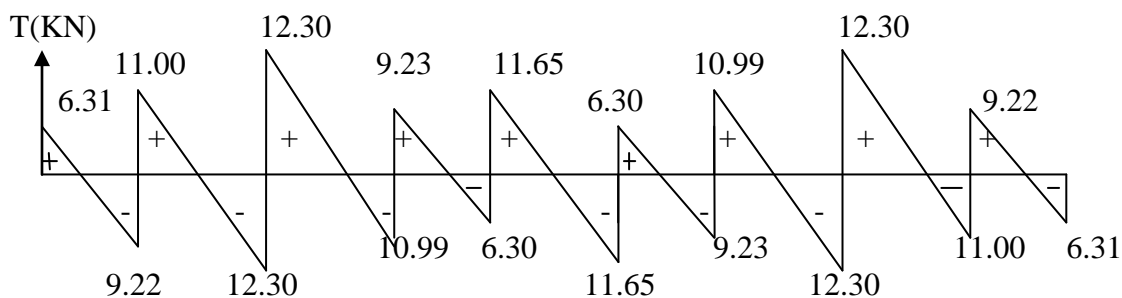


Figure III 5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [KN]

6- Ferrailage :

Le ferrailage se fera à l'E.L.U avec les moments Max en travées et sur appuis

$$6-1) \text{ En travée : } M_t^{\max} = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$b = 65\text{cm}, \quad \sigma_{bc}=14.2 \text{ MPa}, \quad h_0=4\text{cm}, \quad d=h-c=20-2=18\text{cm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$\begin{aligned} M_t &= b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ &= 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_t^{\max} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b x h).

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.45 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.034 < 0.392$$

$\mu_b = 0.034 < \mu = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{10.45 \times 10^2}{0.983 \times 18 \times 34.8} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 2HA12 = 2.26 cm²

$$6-2) \text{ Aux appuis : } M_a^{\max} = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.74 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.016 < 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{4.74 \times 10^2}{0.992 \times 18 \times 34.8} = 0.76 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 1HA12 = 1.13 cm².

6-3) **Armatures transversales** : (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \{h / 35; b_0 / 10; \phi_{\max} \}$$

$$\phi \leq \min \{200 / 35, 120 / 10, 12\} = 5.71 \text{ mm}$$

Avec : ϕ_{\max} : diamètre max des armatures longitudinales.

Soit : $\phi = 0.54 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0.54^2}{4} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_T = 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$.

✚ **Espacement des armatures transversales** : (Art A.5.3/BAEL 91)

$$S_t \leq \text{Min} (0.9 d; 40 \text{ cm}) = (16.2, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}; \frac{0.56 \times 235}{12 \times 16} = 0.685 > 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : $S_t = 16 \text{ cm}$.

7- **Vérification à l'ELU** :

7-1) **Vérification de la contrainte tangente du béton** : (Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ la fissuration est peu nuisible.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10.58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.49 \text{ MPa}$$

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

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

7-2) **Condition de non fragilité** :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:** $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- **Aux appuis :** $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

7-3) **Vérification de la contrainte d'adhérence** : (Art 6.1, 3/BAEL 99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12.30 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 12 \times \pi} = 1.00 \text{ MPa}$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à hautes adhérence

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = 1.00 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

7-4) **Influence de l'effort tranchant sur le béton** :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times (f_c 28 / \gamma_b) ; \text{ Avec } : a = 0.9d$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times (2.5/1.5) = 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rives : $T_{\max} = 6.31 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Appuis intermédiaires : $T_{\max} = 12.30 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

7-5) **Calcul des scellements droits** : (Art A.6.1.23/BAEL 91)

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

Avec :

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

$$\phi = 1.2 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.23 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A.

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$

On adopte : $L = 17 \text{ cm}$

8) **Calcul à l'ELS** :

$$q_s = G + Q = 3.42 + 1.625 = 5.05 \text{ KN/ml}$$

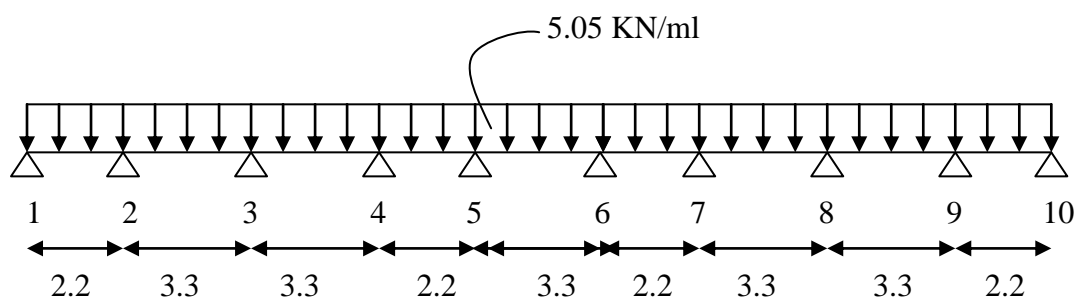


Figure III-6 : Schéma statique de la poutrelle

8-1) Les moments aux appuis :

On suit les mêmes étapes qu'a l'ELU.

| Moments aux appuis en KN .m | | Moments corrigés aux appuis en (KN.m) | |
|-----------------------------|-------|---------------------------------------|-------|
| $M_1=M_{10}$ | -1.27 | $M_1=M_{10}$ | -0.85 |
| $M_2=M_9$ | -3.57 | $M_2=M_9$ | -2.38 |
| $M_3=M_8$ | -5.10 | $M_3=M_8$ | -3.40 |
| $M_4=M_7$ | -3.57 | $M_4=M_7$ | -2.38 |
| $M_5=M_6$ | -1.27 | $M_5=M_6$ | -0.85 |

8-2) moments en travées

| Travée | Moments en travées en KN .m | Travée | Moments corrigées aux travées en KN .m |
|-----------------|-----------------------------|-----------------|--|
| (1-2) et (9-10) | 1.48 | (1-2) et (9-10) | 1.97 |
| (2-3) et (8-9) | 3.98 | (2-3) et (8-9) | 5.31 |
| (3-4) et (7-8) | 3.98 | (3-4) et (7-8) | 5.31 |
| (4-5) et (6-7) | 1.48 | (4-5) et (6-7) | 1.97 |
| (5-6) | 6.00 | (5-6) | 8.00 |

8-3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

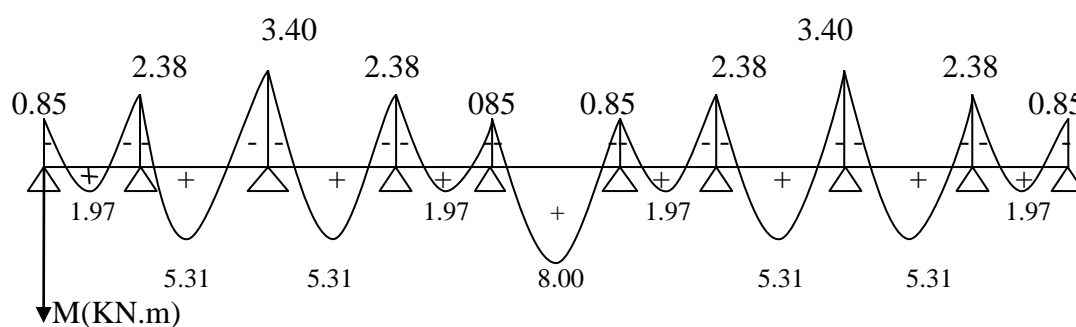


Figure III 7. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en [KN.m]

8-4) Calcul des efforts tranchants a l'ELS :

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

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

| Travées | $T_i (X=0)$ (KN) | $T_{i+1} (X=l)$ (KN) |
|----------------|------------------|----------------------|
| (1-2) et (9-1) | 4.86 | -6.26 |
| (2-3) et (8-9) | 8.02 | -8.64 |
| (3-4) et (7-8) | 8.64 | -8.02 |
| (4-5) et (6-7) | 6.26 | -4.86 |
| (5-6) | 8.33 | -8.33 |

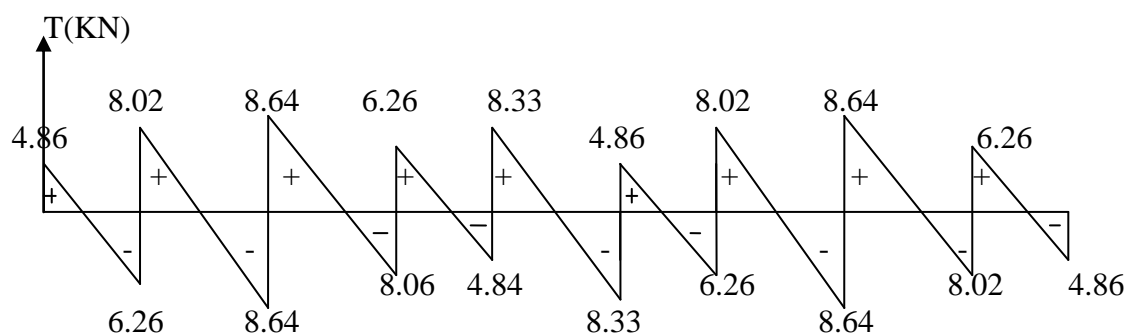
8-5) Diagramme des efforts tranchants :

Figure III 8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [KN]

Moments fléchissant max:

En travée : $M_t^{\max} = 8.00 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a^{\max} = 3.40 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants max : $T_{\max} = 8.64 \text{ KN}$.

8-6) État limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

A partir de tableau on trouve : $\beta_l = 0.858$, $K_1 = 34.02$.

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8.00 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 229.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{229.20}{34.02} = 6.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

Par interpolation des résultats on trouve : $\beta_1 = 0.891$; $K_1 = 30.87$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3.40 \times 10^3}{0.891 \times 18 \times 1.13} = 187.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187.61}{30.87} = 6.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

8-7) **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire .

III-1-3) **Vérification à l'état limite de déformation :** (Art B.6.8,424/BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0.061 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0.061 > \frac{8.00}{15 \times 9.60} = 0.055 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{D'où : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.05 \times 3.3^2}{8} = 9.60 \text{ KN.m}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0104 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec :

h : La hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la poutrelle.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : Largeur de la poutrelle.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues.

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est obligatoire

❖ Calcul de la flèche : (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

- Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \frac{L}{500}$$

$$\text{avec : } E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}, \quad I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{et } \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

M_s : est le moment de flexion maximal dans la travée à l'E.L.S .

L : est la longueur de travée, $\rho = A/b_0d$.

b et b_0 les largeurs de la table de compression et de la nervure .

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$.

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristiques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}, \quad b_0 = 12 \text{ cm}, \quad d = 18 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad h_0 = 4 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}; \quad A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

❖ Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = 110818,865 \text{ MPa.}$$

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

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

Avec :

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

μ : Coefficient d'équivalence acier, béton.

y_1 : Position de l'axe neutre. $y_1 = \frac{S/XX}{B_0}$

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

B_0 : Section du béton.

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.26$$

$$B_0 = 485.9 \text{ cm}^2.$$

$$S/XX = b_0.h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0).h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15.A_t.d$$

$$S/XX = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \cdot \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18$$

$$= 2967.01 \text{ cm}^3$$

D'où :

$$y_1 = \frac{S/XX}{B_0} = \frac{2967.01}{485.9} = 6.11 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.11 = 13.89 \text{ cm}$$

❖ Calcul du moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0.(b - b_0) \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15.A_t.(y_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [6.11^3 + 13.89^3] + 4.(65 - 12) \cdot \left[\frac{4^2}{12} + (6.11 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15.2.26.(13.89 - 2)^2$$

$$I_0 = 19842.37 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B_0 : Section du béton.

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.010 \quad \beta = 0.982$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \cdot 0,010} = 1,64$$

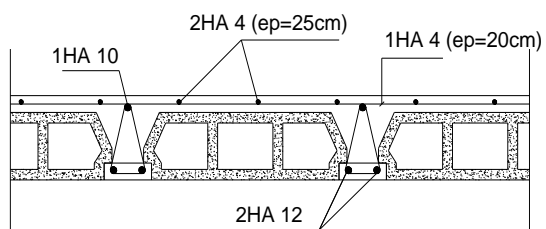
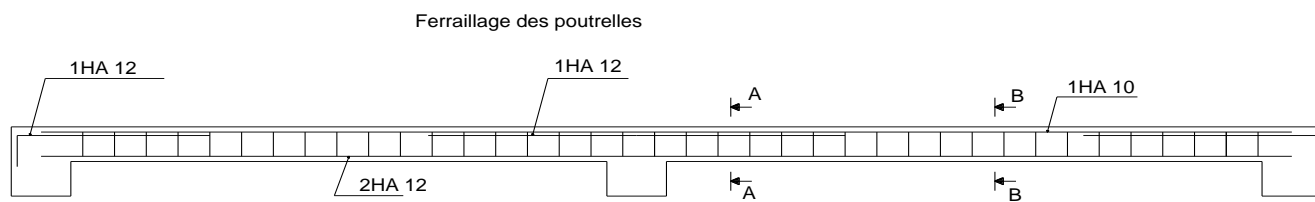
$$\sigma_s = \frac{A_t}{b \cdot x \cdot d} = \frac{M^{ser}_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{8,00 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,26} = 200,26 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + ft_{28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 200,26 + 2,1} = 0,636 ; 0 \right\} = 0,636$$

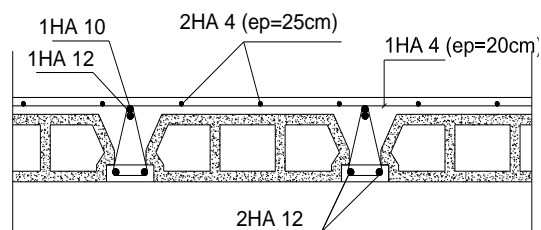
$$I_f^v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \mu \lambda_v} = \frac{1,01 \times 19842,37}{1 + 0,4 \times 0,636 \times 1,64} = 15401,04 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_f^v} = \frac{8,00 \times 10^6 \cdot 3300^2}{10 \times 10818865 \times 15401,04 \times 10^4} = 0,005 \text{ mm.}$$

$$F_v = 0,05 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



Coupe B-B



Coupe A-A

III-2) Calcul des balcons :

Les balcons sont des consoles encastrées 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, leurs calculs se fera pour une bande de 1m de largeur. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Avec: L : largeur du balcon.

$$e_p \geq \frac{75}{10} = 7.5\text{cm}$$

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

III-2-1) Charges et surcharges :**1. Charges permanentes :**

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (2cm) : $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (2cm) : $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/ml}$
- Carrelage scellé (2cm) : $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (1.5cm) : $0.015 \times 22 = 0.33 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 5.32 \text{ KN/ml}}$$

Poids propre du garde corps(en brique) :

- Mortier de ciment (2cm) : $0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/ml}$
- Brique creuse (10cm) : 0.90 KN/ml

$$\mathbf{g = 1.62 \text{ KN/ml}}$$

2. Surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation du balcon : $\mathbf{Q = 3.5 \text{ KN/ml}}$

III-2-2) combinaison des charges :**❖ A L'ELU :**

$$\begin{aligned} q_{u1} &= 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ &= 1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 3.5 \quad q_{u1} = 12.43 \text{ KN/ml.} \end{aligned}$$

$$q_{u2} = 1.35g = 1.35 \times 1.62 \quad q_{u2} = 2.19 \text{ KN/ml.}$$

❖ A L'ELS :

$$q_{s1} = G + Q = 5.32 + 3.5 \quad q_{s1} = 8.82 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/ml} \quad q_{s2} = 1.62 \text{ KN/ml.}$$

III-2-3) Ferrailage:

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

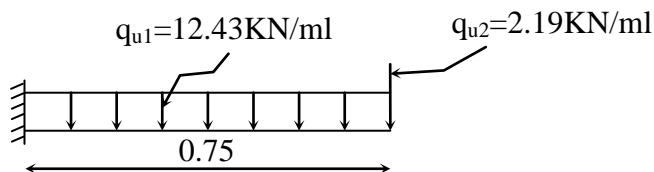
❖ **calcul à l'E.L.U :**

Figure IV III.2.1: Schéma statique du balcon

➤ **Moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_{u1} L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{12.43 \times 0.75^2}{2} + 2.19 \times 0.75 \Rightarrow M_u = 5.14 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \cdot L + q_{u2} = 12.43 \times 0.75 + 2.19 \Rightarrow V_u = 11.51 \text{ KN}$$

❖ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.14 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 1.42} = 0.025$$

$\mu_u = 0.025 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.14 \times 10^2}{0.987 \times 12 \times 34.8} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **5HA12 = 5.65 cm²**

Avec un espacement de: **S_{t1} = 20cm**

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA8 = 2.01cm²**

Avec un espacement de: **S_{t2} = 25cm**

III-2-4) Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

❖ **Ecartement des barres :**

Armatures principales :

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

$S_{t1} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

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

$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15 f_{c28}, 5\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{11.51 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.096 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.096 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.10 f_{c28}, 5\text{MPa}\} = \min\{2.5; 5\text{MPa}\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.096 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{11.51 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.40} = 0.57 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \sum U_i = 5\pi \times 12 = 188.40 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-5) Vérification à l'E.L.S :❖ Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{8.82 \times 0.75^2}{2} + 1.62 \times 0.75 \Rightarrow M_s = 3.70 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471$$

$$\rho_1 = 0.471 \Rightarrow \beta = 0.896 \Rightarrow K_1 = 33.12$$

a- Vérification des contraintes dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3.70 \times 10^3}{0.896 \times 12 \times 5.65} = 60.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \text{ MPa} \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 60.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d-y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 5.65(12-y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 84.75y - 1017 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 458.89 \Rightarrow y = 5.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 5.44^3}{3} + 15 \times 5.65 \Rightarrow I = 9013.40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.70 \times 10^6}{90134000} \times 56.5 = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{3.70 \times 10^6}{90134000} \times (120 - 56.5) = 39.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

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

$$1- \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{75} = 0.200 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \text{Avec : } M_t = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{8.82 \times 0.75^2}{2} = 2.48 \text{ KN.m}$$

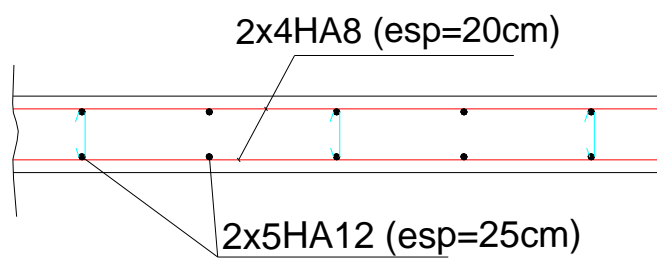
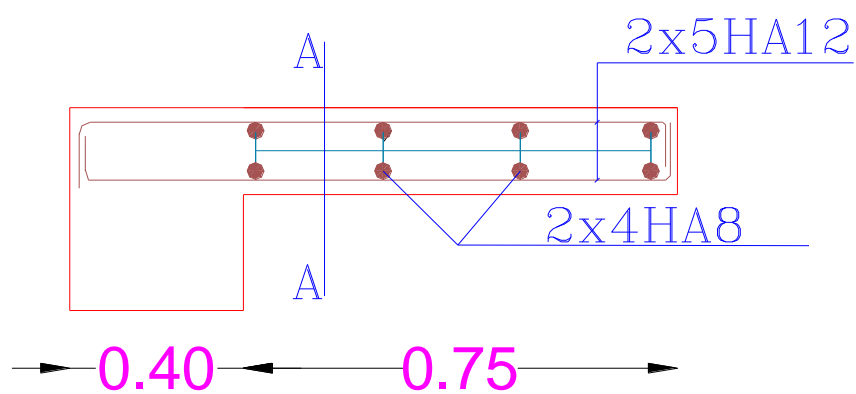
$$\frac{15}{75} = 0.2 > \frac{2.48}{10 \times 2.48} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.25}{100 \times 12} = 0.0010 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

III.2.6 Plan de ferrailage du balcon :



Coupe A-A

III-3) Calcul des escaliers :**III-3-1) Définition :**

L'escalier est succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marche et de palier de pose pour éviter la fatigue des usagers, la distance à parcourir avant d'atteindre un palier de pose ne doit pas dépasser les **25m**. L'escalier peut être réalisé avec différents matériaux : béton, béton armé (coulé sur place ou préfabriqués), acier, bois, ils peuvent être mixte (métallique +béton, bois béton

Les escaliers constituant notre bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et de paillasse.

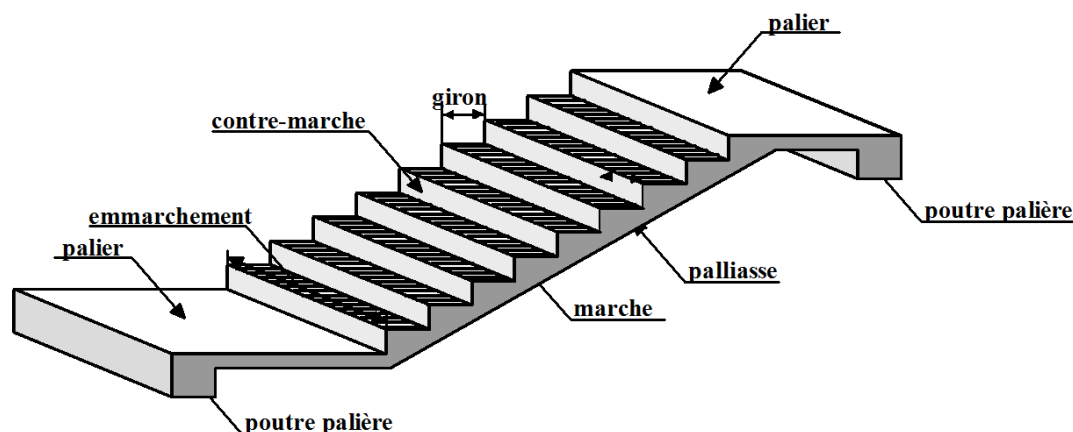
III-3-2) Terminologie :

Figure III-3-1: Terminologie de l'escalier

Marche : Surface horizontale de nez de marche.

Giron : distance horizontale de nez de marche.

Paillasse : c'est la dalle en pente intégrant les marches d'une volée.

Notation utilisées :

- ❖ G : Géron.
- ❖ h : hauteur de contre marche.
- ❖ H : hauteur de la volée.
- ❖ e : épaisseur de la paillasse.
- ❖ L : longueur de la volée projeté.

III-3-2) Dimensions d'escaliers :

Pour la dimension des marches et contre marches on utilise la formule de **BLANDEL**

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ (cm)}.$$

h : varie de 16.5 à 17.5 cm.

g : varie entre 27 à 30 cm.

Le largeur d'un palier doit être égal au minimum 1.2 x emmarchement.

Type d'escalier : Escaliers droites à deux volées avec un palier intermédiaire.

Escalier d'étage courant :❖ **La volée :**

On choisit hauteur de contre marche $h = 17 \text{ cm}$.

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

Donc 9 marches par une volée, on prend $g=30\text{cm}$

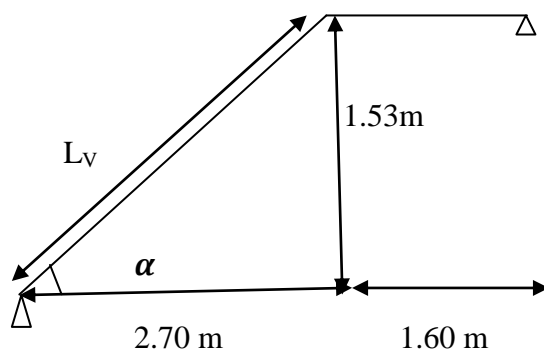
❖ **Vérifications de la relation de BLANDEL :**

$$60\text{cm} \leq (30 + 2 \times 17) \leq 66 \implies 60\text{cm} \leq (64) \leq 66 \implies \text{condition vérifier.}$$

❖ **Pré- dimensionnement de la paillese :**

Le pré- dimensionnement de la paillese se fera comme une dalle appuyée sur deux appuis. L'épaisseur de la paillese doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{L_V}{30} \leq ep \leq \frac{L_V}{20}$$



$$\text{tang } \alpha = \frac{1.53}{2.70} = 0.56 \implies \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_V = \frac{270}{\cos 29.54^\circ} = 310 \text{ cm.}$$

Avec: $L = L_V + L_p = 310 + 160 = 470 \text{ cm}$

$$\frac{470}{30} \leq ep \leq \frac{470}{20} \implies 15.67 \leq ep \leq 23.5$$

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

III-3-3) Détermination des charges et surcharges :1. **La volée :**

- Poids propre de la paillese : $25 \times \frac{0.18}{\cos 29.54^\circ} \times 1 = 5.17 \text{ KN/ml}$

- Poids propre de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements :
 - Carrelage : $20 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/ml}$
 - Mortier de pose : $20 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/ml}$
 - Enduit plâtre : $10 \times 0.015 \times 1 = 0.15 \text{ KN/ml}$
 - Lit de sable : $18 \times 0.02 \times 1 = 0.36 \text{ KN/ml}$
 - Poids du garde corps : $0.2 \times 1 \text{ KN/ml}$

G = 8.80 KN/ml

2. Le palier :

- Poids propre de palier : $25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$
 - Poids de revêtement : $0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.15 \times 1 = 1.3 \text{ KN/ml}$
- G = 6.3 KN/ml**

3. Les surcharges d'exploitation :

Selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation :

- ❖ Palier : $Q_p = 2.5 \times 1 \text{ m KN/ml}$.
- ❖ Paillasse : $Q_v = 2.5 \times 1 \text{ m KN/ml}$.

- Combinaisons de charges :

• ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{Le palier : } q_u = (1.35 \times 6.3 + 1.5 \times 2.5) = 12.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_u = (1.35 \times 8.885 + 1.5 \times 2.5) = 15.63 \text{ KN/ml}$$

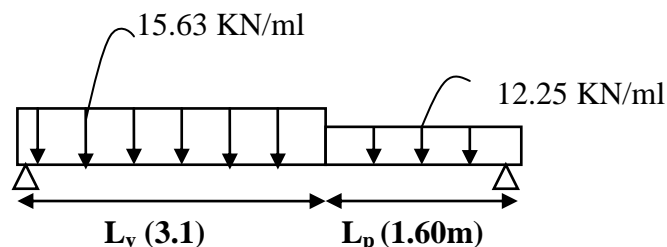
• ELS :

$$q_s = (G + Q)$$

$$\text{Le palier : } q_s = (6.3 + 2.5) = 8.8 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_s = (8.885 + 2.5) = 11.38 \text{ KN/ml}$$

III-3-4) Calcul à l'ELU :



❖ Calcul des réactions d'appuis :

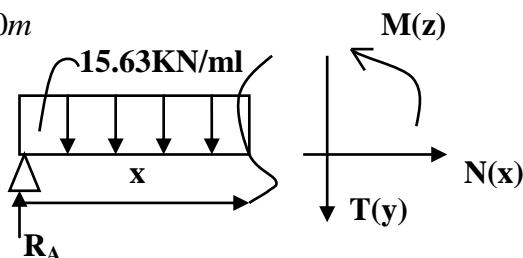
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 3.10 \times q_{uv} + 1.6 \times q_{up} = 68.05 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 35.81 \text{ KN.} \\ R_B = 32.24 \text{ KN.} \end{cases}$$

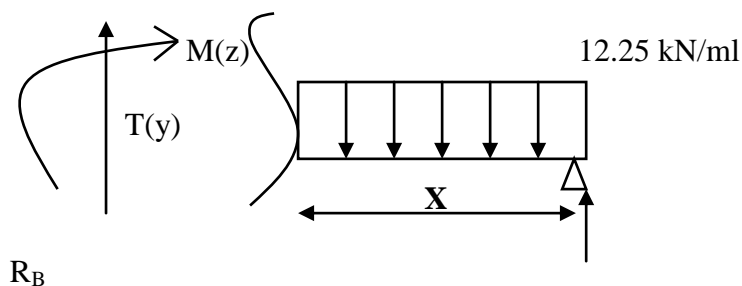
❖ Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.10m$



$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T_y = 35.81 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 3.10m & \rightarrow T_y = -12.64 \text{ KN} & ; M_z(x) = 35.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.6m$



$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T_y = -32.24 \text{ KN} & ; M_z(x') = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.6m & \rightarrow T_y = -12.64 \text{ KN} & ; M_z(x') = 35.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max : $x = 2.63m$

$$M_{\max} = 42.42 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- **Aux appuis** : $M_{ua} = - M_u^{\max} \times 0.3 = - 42.42 \times 0.3 = -12.72 \text{ KN.m}$
- **En travées** : $M_{ut} = M_u^{\max} \times 0.85 = 42.42 \times 0.85 = 36.06 \text{ KN.}$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

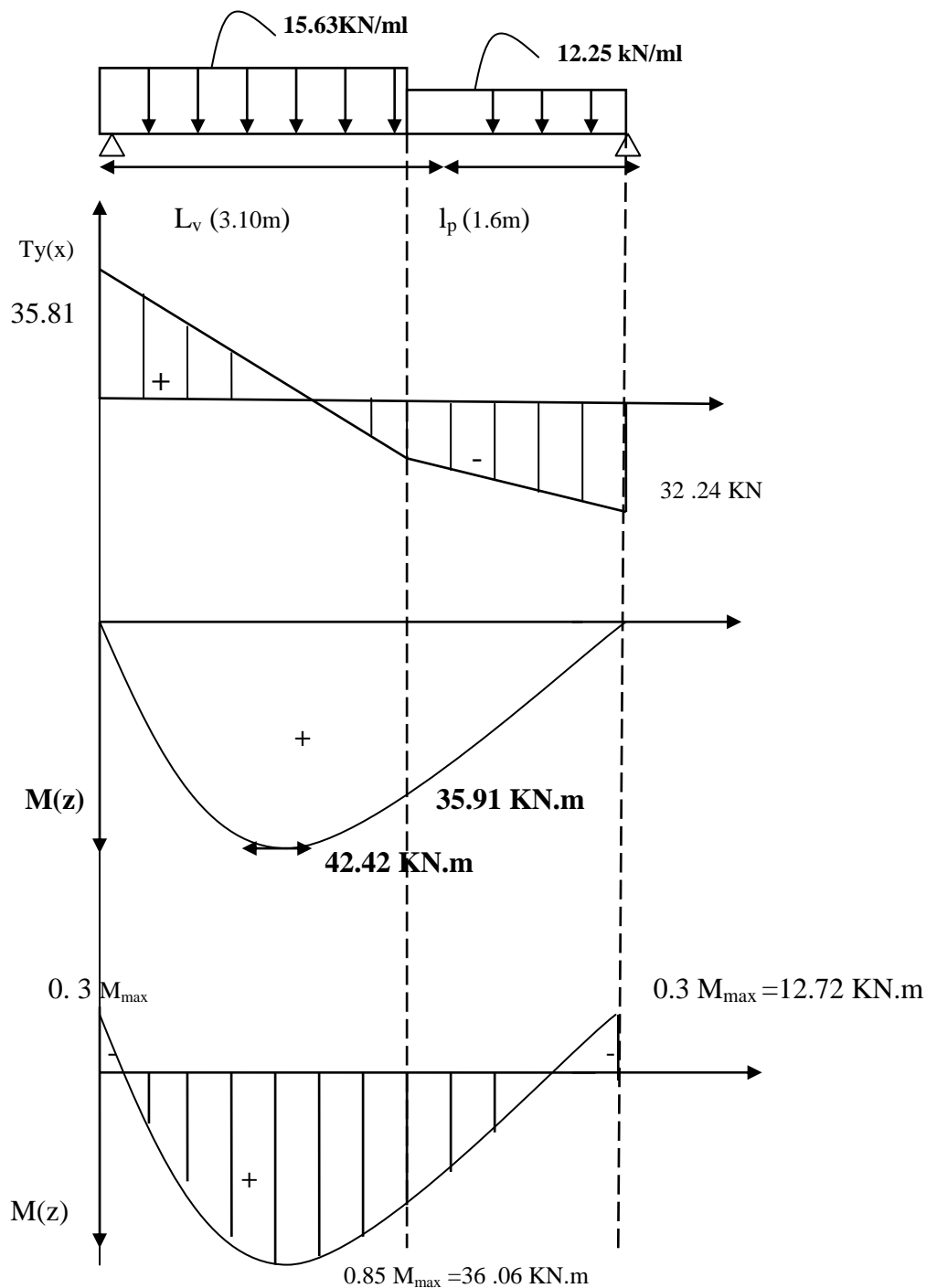


Figure III-3-2: Diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant

III-3-4) Le ferrailage :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, soumise à la flexion simple.

- **En travée :**

$$M_t = 36.06 \text{ KN.m}$$

- a) **Armatures principale :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.06 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.099 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}; A' = 0$$

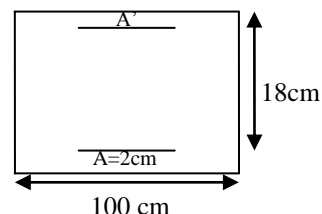
$$\mu_v = 0.099 \Rightarrow \beta = 0.9475$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36.06 \times 10^2}{0.9475 \times 16 \times 34.8} = 6.83 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$. Avec $St = 15 \text{ cm}$.

- b) **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 33 \text{ cm}$.

- **Aux appuis :**

$$M_a = -12.72 \text{ KN.m}$$

- a) **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.72 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}; A' = 0$$

$$\mu_v = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.72 \times 10^2}{0.983 \times 16 \times 34.8} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$. Avec $St = 15 \text{ cm}$.

- b) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 33 \text{ cm}$.

III-3-5) Les vérifications à l'E.L.U :a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_t, A_a) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres : (Art.A.8.2,42/ BAEL91)

- Armatures principales : $S_{\text{tmax}} = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition : $S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ \Rightarrow **Condition vérifiée.**

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{35.81 \times 10}{0.9 \times 16 \times 26.37} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 7 \times 3.14 \times 1.2 = 26.37 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{35.81 \times 10}{100 \times 16} = 0.22 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 \times fc_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

e) Encrage des barres : (Art. A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times ft_{28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/ BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$$

On adopte : L = 17cm

f) **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :**

$$\bar{T}_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 100 \times 16 \times 10^{-1}}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

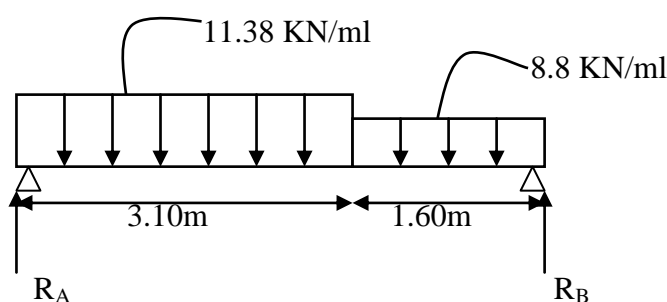
$$T_u^{\max} = 35.81 \text{ KN} < \bar{T}_u = 960 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis :**

$$\text{Il faut avoir : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right] = \frac{1.15}{40} \times \left[35.81 + \frac{-21.21 \times 10^2}{0.9 \times 16} \right] = -3.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 6.78 \text{ cm}^2 > -3.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-6) **Les vérifications à l'E.L.S :**



a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 3.10 \times 11.38 + 1.6 \times 8.8 = 49.36 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 26.04 \text{ KN.} \\ R_B = 23.32 \text{ KN.} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.10m$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T_y = 26.04 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 3.10m & \rightarrow T_y = -9.24 \text{ KN} & ; M_z(x) = 26.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.6m$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T_y = -23.32 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.6m & \rightarrow T_y = -9.24 \text{ KN} & ; M_z(x) = 26.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max : $x = 2.65 \text{ m}$

$$M_{\max} = 30.9 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

• Diagramme des efforts internes à l'E.L.S

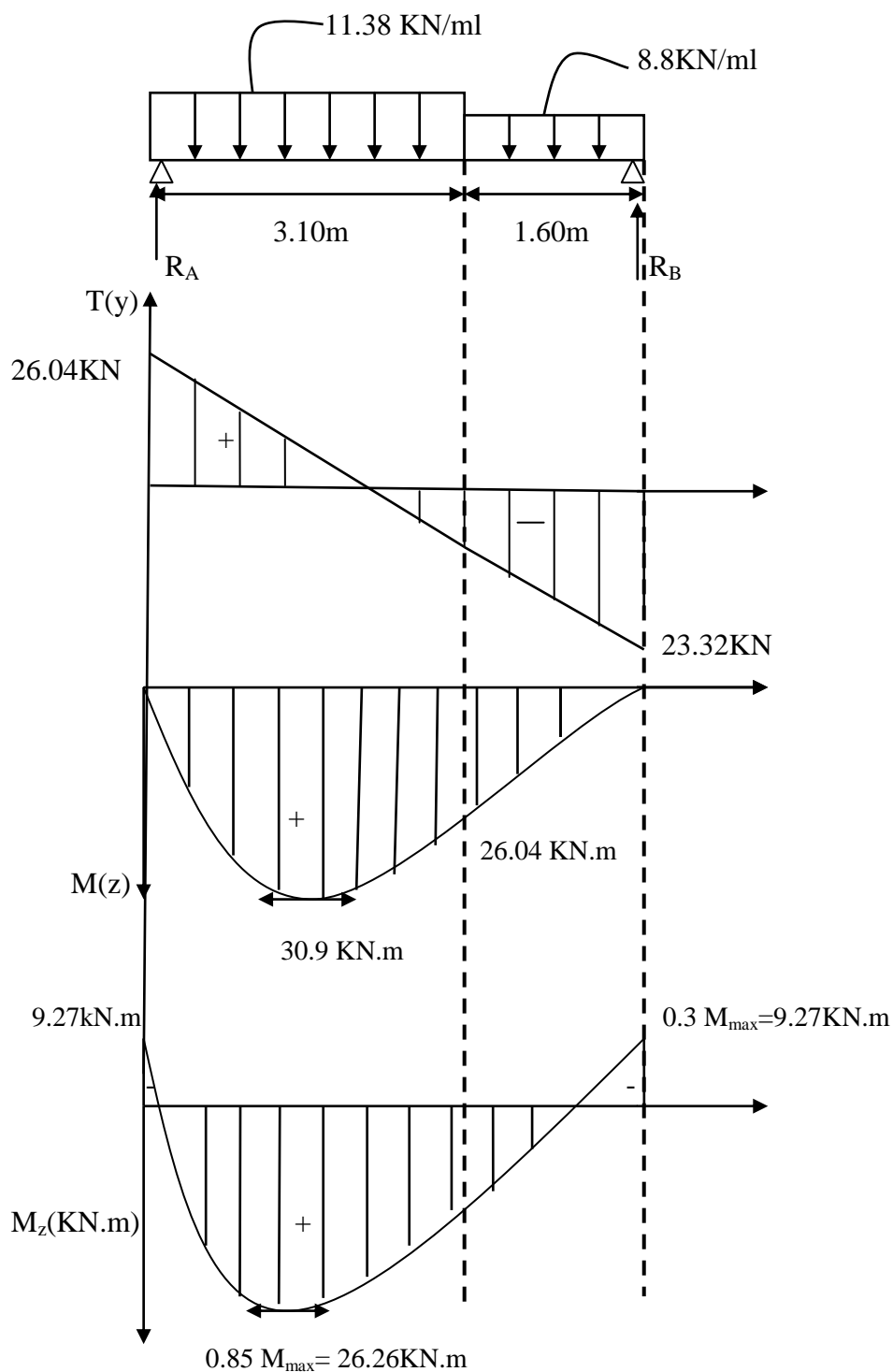


Figure III-3-4: Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.S.

c) État limite d'ouverture des fissures :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

d) État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- **En travée :** $M_t^{\text{ser}} = 26.26 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 16} = 0.495$$

$$\rho_1 = 0.495 \Rightarrow \beta_1 = 0.895; K_1 = 32.17.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{26.26 \times 10^3}{7.92 \times 0.895 \times 16} = 213.54 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{213.54}{32.17} = 7.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $M_a^{\text{ser}} = 9.27 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 9.27}{100 \times 16} = 0.579.$$

$$\rho_1 = 0.579 \Rightarrow \beta_1 = 0.887; K_1 = 29.25.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{9.27 \times 10^3}{7.92 \times 0.887 \times 16} = 82.47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82.47}{29.25} = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \text{ Condition vérifiée.}$$

e) État limite de déformation (vérification de la flèche) :

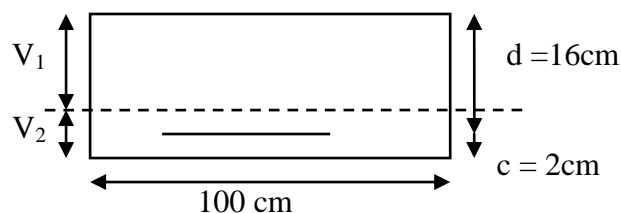
$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{max}} \times l^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm.}$$

$$q_{\text{max}} = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 11.38 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{t28}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

I_0 : le moment d'inertie de la section homogène.



- Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{50 \times 18^2 + 15 \times 7.92 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.92} = 9.43 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.43 = 8.57 \text{ cm.}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = 54060.81 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11.38 \times 470^2 \times 10^3}{32164.2 \times 54060.81} = 0.018 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

III-3-7-Escaliers de RDC :

Se sont des escaliers droits à deux volées avec un palier intermédiaire.

Première volée :

$$n = \frac{221}{17} = 13 \text{ marches.}$$

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

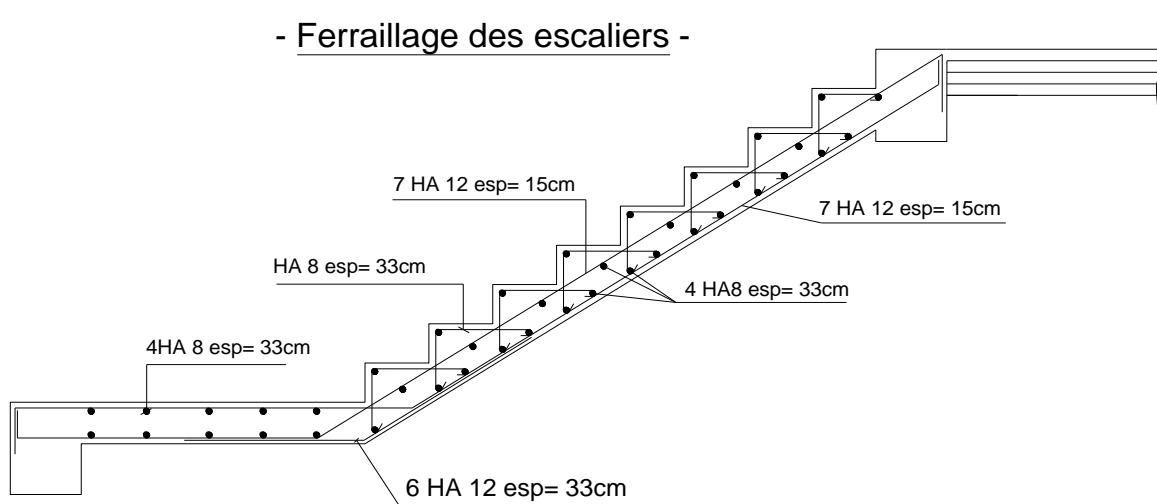
Deuxième volée :

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

$$G = 30 \text{ cm.}$$

On adopte le même ferrailage que l'escalier de l'étage courant.

- Ferraillage des escaliers -



III-5) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur.

C'est une poutre se situe au niveau de palier intermédiaire, elle est encadrée à ses extrémités aux poteaux de la cage d'escalier, le calcul se fera en flexion simple.

III-5-1) 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} : la longueur libre de la poutre.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3.30 \text{ m} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \leq h_t \leq 33 \text{ cm.}$$

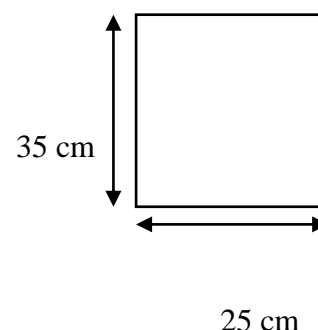
On prend **h=35 cm.**

• **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'où : } 12 \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

On prend **b = 25 cm**

a) **Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre : $G = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.18 \text{ KN/ml.}$

Poids propre du mur : $G_{\text{mur}} = 2.22 \times 2.66 = 5.9 \text{ KN/ml.}$

Poids propre du palier : $G_{\text{pu}} = 12.25 \text{ KN/ml}$

: $G_{\text{ps}} = 8.8 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui : à l'ELU $T_u = 35.81 \text{ KN}$

À l'ELS $T_s = 26.04 \text{ KN}$

b) **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 2.18 + 1.35 \times 5.9 + 12.25 + \frac{2 \times 35.81}{3.30} = 44.86 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2.18 + 5.9 + 8.8 + \frac{2 \times 26.04}{3.30} = 32.66 \text{ KN/ml.}$$

III-5-2) Calcul des efforts à l'ELU :• **Le moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{44.86 \times 3.3^2}{8} = 61.06 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{44.86 \times 3.30}{2} = 74.02 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 61.06 = -18.32 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 61.06 = 51.90 \text{ KN.m.}$

Les résultats trouvés sont mentionnées dans le diagramme suivant :

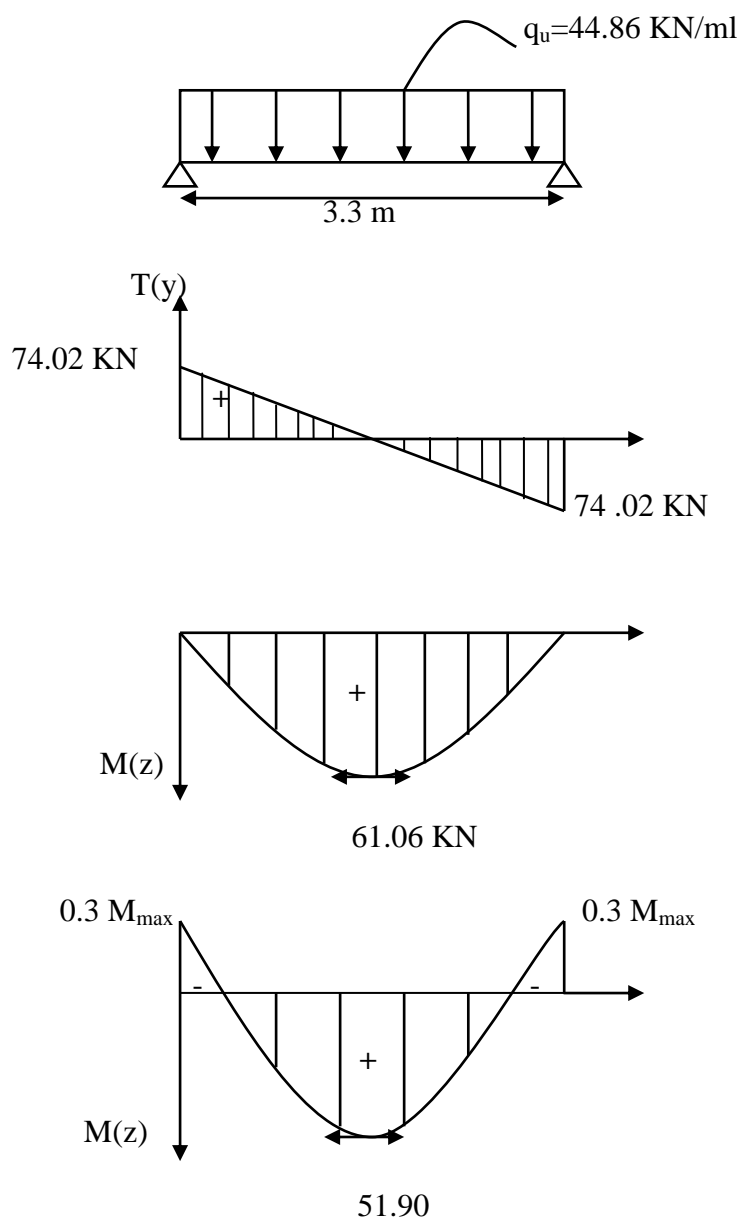


Figure III-5-2: Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.

III-5-3) Calcul des armatures :**❖ En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51.90 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.134 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_v = 0.134 \Rightarrow \beta = 0.928$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{51.90 \times 10^2}{0.928 \times 33 \times 34.8} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 5.34 \text{ cm}^2$.

❖ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.32 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.047 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_v = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.9755$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.32 \times 10^2}{0.9755 \times 33 \times 34.8} = 1.64 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

III-5-4) Vérifications à l'E.L.U :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \langle (A_t, A_a) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{74.02 \times 10}{25 \times 33} = 0.89 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} \langle \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{74.02 \times 10}{0.9 \times 33 \times 16.33} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 1.2 + 2 \times 3.14 \times 1.4 = 16.33 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 1.53 \text{ MPa} \langle \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) **Encrage des barres** : (Art. A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit : (Art. A.6.1,23/ BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Vu que (l_s) est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est : $l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm.}$

On adopte : L = 20cm

e) **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis** :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 25 \times 33 \times 10^{-1}}{1.5} = 495 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} = 74.02 \text{ KN} \langle \bar{T}_u = 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Les armatures transversales** : (Art. A.4.2.3/ BAEL91)

-Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \{8.57; 25; 12\} = 8.57 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre de (8mm).

Donc on adopte \rightarrow (1cadre + létrier) de HA8 $\Rightarrow A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA } 8$

- l'espacement des barres doit être : $St \leq \min \{15\phi_p; 40 \text{ cm}; b + 10\} = \min \{18; 40; 35\} = 18 \text{ cm.}$

-En zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_p \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 8.75 \text{ cm.} \quad (\text{Art.7.5.2.2/R.P.A.2003})$$

- En zone courante (travée) : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm.}$

- le R.P.A. modifié 2003 exige que la quantité minimale d'armatures transversales est de:

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2 \langle 2.01 \text{ cm}^2$$

III) Vérifications à l'E.L.S : $q_s = 32.66 \text{ KN/ml}$.

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{32.66 \times 3.3^2}{8} = 44.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = T_s^{\max} = \frac{32.66 \times 3.3}{2} = 53.89 \text{ KN.}$$

Considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 44.46 = -13.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 44.46 = 37.79 \text{ KN.}$$

• La vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

1- État limite de compression du béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\diamond \text{ En travée : } M_t^{\text{ser}} = 37.79 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.34}{25 \times 33} = 0.647.$$

$$\rho_1 = 0.647 \Rightarrow \beta_1 = 0.882 ; K_1 = 27.37.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{37.79 \times 10^3}{5.34 \times 0.882 \times 33} = 243.14 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{243.14}{27.37} = 8.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_a^{\text{ser}} = 13.34 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{25 \times 33} = 0.274.$$

$$\rho_1 = 0.274 \Rightarrow \beta_1 = 0.917 ; K_1 = 45.24.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{A_a \times \beta_1 \times d} = 2.26 \frac{13.34 \times 10^3}{2.26 \times 0.917 \times 33} = 195.05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.05}{45.24} = 4.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peut nuisible, alors il est inutile de vérifier la contrainte dans les aciers.

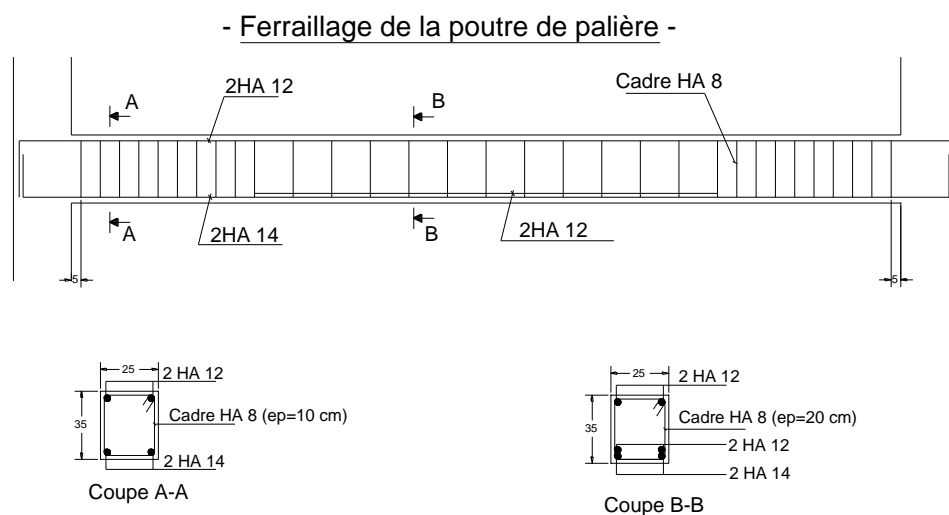
3) Vérification de la flèche : (Art. B.6.5.2/ BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{37.97}{10 \times 44.46} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.34}{25 \times 33} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105. \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 > 0.0625. \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on se dispense de calculer la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

Remarque :

On optera le même ferrailage pour toutes les poutres paliers.



III-4) Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher et est soumis à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1\text{KN/ml}$) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

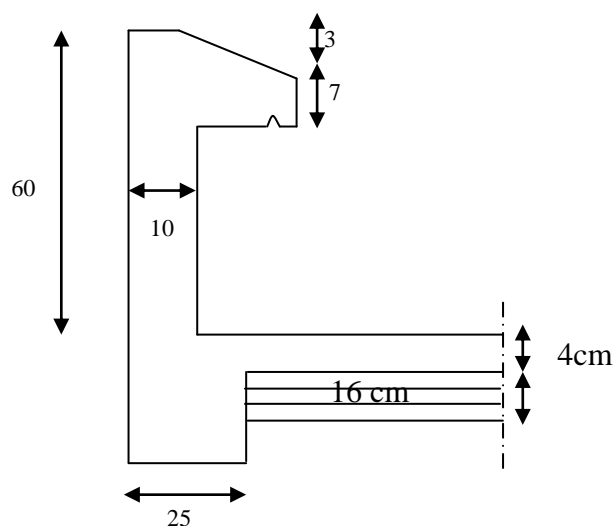


Figure III 4-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-4-1) Calcul des sollicitations :

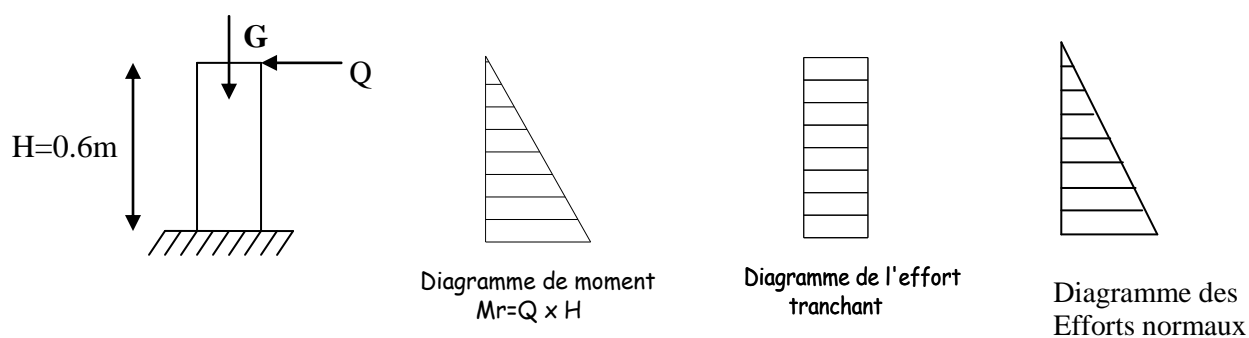


Figure III 4-2 : Schéma statique de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times 1m = 25 [((0.03 \times 0.2) / 2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5)]$$

$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : masse volumique de béton.

S : section transversale de l'acrotère.

- Poussée latérale :

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

- Moment de renversement :

$$M_r = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III-4-2) Combinaison de charges:

1) A L'ELU : **1.53G + 1.5Q**

- L'effort normal :

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.675$$

$$\Rightarrow N_u = 2.26 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion:

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

$$\Rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

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

$$\Rightarrow V_Q = 1.5 \text{ KN}$$

2) A L'ELS: **G + Q**

- L'effort normal : $N_s = G = 1.675 \text{ KN.m}$

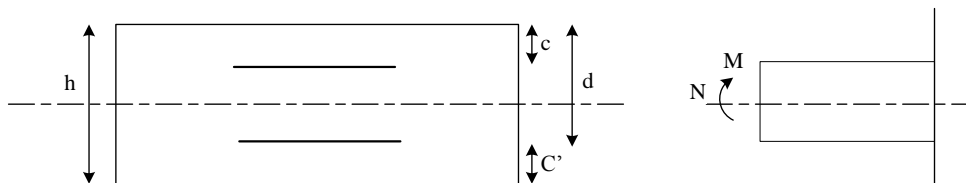
- Moment de flexion: $M_s = M_r = 0.6 \text{ KN.m}$

- L'effort tranchant : $V_Q = 1 \text{ KN}$

III-4-3) Calcul des armatures :

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$, soumise à un moment fléchissant et un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée. $H = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

➤ Calcul à L'ELU :



H : Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

M_r : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

❖ **Calcul de l'excentricité à l'ELU:**

$$N_u = 2.26 \text{ KN/ml} ; M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.4m$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03m$$

Donc : $0.4 > 0.03 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée (SPC). Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis elle se ramène à la flexion composée.

❖ **Moment fictif (Flexion simple) :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.4 + 0.03 = 0.43m$$

$$M_f = 2.26 \times 0.43 = 0.972 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.972 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 1.42} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.011 \Leftrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.972 \times 10^2}{0.994 \times 8 \times 34.8} = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures réelles (Flexion composée) :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.26}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III-4-4) **Les vérifications à L'ELU :**a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_u - 0.455 \times d}{e_u - 0.185 \times d} \right]$$

$$= 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{40 - 0.455 \times 8}{40 - 0.185 \times 8} \right] \Rightarrow A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on adopte la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml = 2.51cm² ; avec : s_t = 25 cm

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01cm² ; avec : s_t = 33 cm.

b) **Vérification au cisaillement :** (BAEL 91 Art a.5.1.211)

La fissuration est préjudiciable :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) \\ &= \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 8 \times 100}{1.5} = 480 \text{ KN}.$$

$T_u^{\max} = 1.5 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :** (Art. A.6.1.3/ BAEL91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 125.6} = 1.66 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

e) **Encrage des barres :** (Art. A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}.$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_u} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$

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

f) **Espacement des barres :** (Art.8.2,42/BAEL91)

- Armatures principales : $S_{t \max} = 20 \text{ cm} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = \min \{30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$
 \Rightarrow Condition vérifiée

- Armature de répartition : $S_{t \max} = 15 \text{ cm} < \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = \min \{40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$
 \Rightarrow Condition vérifiée.

➤ **Calcul à L'ELS :**

$M_s = 0.6 \text{ KN}$, $N_s = 1.675 \text{ KN/ml}$.

Les armatures adoptées à L'ELU sont **4HA8 = 2.01 cm²**

❖ **Calcul de l'excentricité à l'ELS:**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 0.3582 \text{ m} = 35.82 \text{ cm}$$

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

$$e_s = 35.82 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée, on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 - q = 0$$

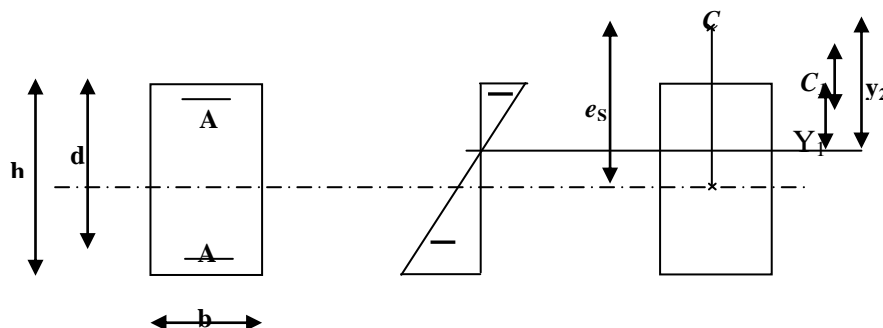


Figure.III.4-3 : Schéma représentatif du centre de pression

Avec : y_2 : Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

P, q : Coefficients données par les différentes sections.

y_1 : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

C_1 : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35.82 = -30.82 \text{ cm}$$

Pour notre cas $C_1 < 0$

• **Calcul des coefficients P et q :**

$$P = -3(C_1)^2 - \frac{90 \times A'_u}{b} (C_1 - C') + \frac{90 \times A_u}{b} (d - C_1)$$

$$P = -3(-30.82)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100} (8 + 30.82) = -2761.92 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(C_1)^3 - \frac{90 \times A'_u}{b} (C_1 - C')^2 - \frac{90 \times A_u}{b} (d - C_1)^2$$

$$q = -2(-30.82)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} (8 + 30.82)^2 = 55145.84 \text{ cm}^3.$$

$$y_2^3 - 2761.92 y_2 + 55145.84 = 0$$

Résolution de l'équation ci-dessus :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (55145.84)^2 + \frac{(-2761.92)^3 \times 4}{27} = -8.02 \times 10^7$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines.

• **Calcul de α :**

$$\cos \alpha = \frac{3 \times q}{2 \times P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 55145.84}{2 \times (-2761.92)} \times \sqrt{\frac{-3}{-2761.92}} = -0.987$$

$$\Rightarrow \alpha = 170.75^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2761.92}{3}} = 60.68$$

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3}\right) = 33.12$$

$$\Rightarrow y_2^1 = 33.12$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3} + 120\right) = -60.59$$

$$\Rightarrow y_2^2 = -60.59$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 60.68 \cos\left(\frac{170.75}{3} + 240\right) = 27.47$$

$$\Rightarrow y_2^3 = 27.47$$

$$0 < y_1 = y_2 - c_1 < h$$

$$y_2 = 33.12 \text{ cm}$$

Soit : $0 < y_1 < h$

$$y_1 = y_2 + C_1 = 33.12 - 30.82 = 2.30 \text{ cm.}$$

➤ **Les Vérifications :**

a) **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

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

$$S = \frac{by_1^2}{2} + 15 \times [A'_u \times (y_1 - C') + A_u (d - y_1)]$$

$$= \frac{100 \times (2.30)^2}{2} + 15[-2.51 \times (8 - 2.30)] = 49.89 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow S = 49.89 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{Ns}{S} = \frac{1.675}{49.89} = 0.034 \text{ KN/cm}^3$$

$$\Rightarrow K = 0.034 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.034 \times 2.30 \times 10 = 0.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.034 (8 - 2.30) \times 10 = 85.50 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 85.50 \text{ Mpa} \quad \text{La fissuration est préjudiciable:}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \} ; \quad n=1.6 \text{ pour une barre HA.}$$

$$= \min \{ 266.66 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 85.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

b) Vérification de l'acrotère au séisme : (R.P.A 99 : Article 6.2.3)

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas, zone IIa, groupe 2

$$\Rightarrow A = 0.15 \quad (\text{RPA 99, tableau 4 -1}).$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1.675 KN.

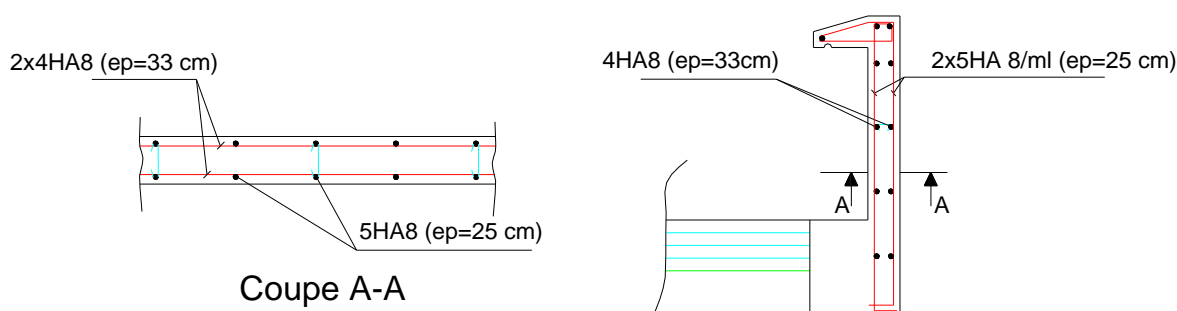
On prend : $C_p = 0.8$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ KN} < 1 \text{ KN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée

III-4-4) : Ferrailage de l'acrotère :

Ferrailage de l'acrotère



III-5) Etude de la salle machine :**Introduction :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plate forme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,30 \times 1,60 = 2,08m^2$

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **8 t** ; on doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

III-5.1.Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{130}{30} = 4.33cm$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA**, donc on prend une épaisseur de **15 cm**.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de **15cm**.

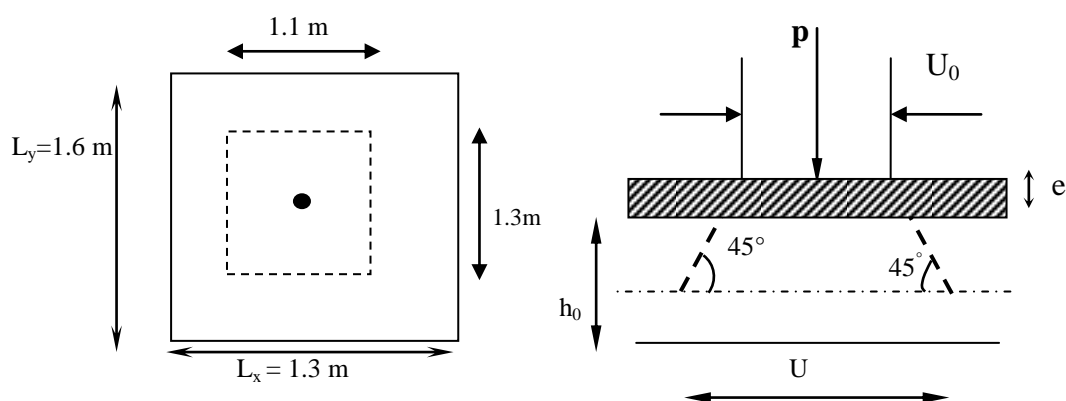


Figure III-5-1 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm).

e : épaisseur du revêtement (5cm).

$$U = U_0 + k \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + k \cdot e + h_0$$

k : coefficient pris égal à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

U_0, V_0 : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée.

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 105 + 2 \times 5 + 15 = 130 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 135 + 2 \times 5 + 15 = 160 \text{ cm}$$

III-5.2) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de levage M_x M_y :

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{160} = 0.81 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{130}{130} = 1$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

D'où $M_1 = 0,045$, $M_2 = 0,027$ (Tableau de PIGEAUD)

À L'ELU : $\nu = 0$

$$\nu = 0$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 1,35G$$

$$q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 108 \times 0,045 = 4,86 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 108 \times 0,027 = 2,916 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-5.3. Moments dus au poids propre :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$ (moment suivant la petite portée).

$M_y = \mu_y \times M_x$ (moment suivant la grande portée).

Avec :

μ_x, μ_y : coefficient sont donnée on fonction du rapport (ρ), et coefficient de poisson (ν).

q : la charge uniformisent repartie sur toute la dalle.

ELU $\nu = 0$

$$\rho = 0.81 \quad \mu_x = 0.0553, \quad \mu_y = 0.613.$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$.

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

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}.$$

$$M_{ux2} = 0.0553 \times 8.0475 \times (1.3)^2 = 0.75 \text{ kN.ml}$$

$$M_{uy2} = 0.75 \times 0.613 = 0.46 \text{ kN.ml}$$

❖ Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,86 + 0,75 = 5,61 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,916 + 0,46 = 3,376 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (**0,85**) et en appuis par (**0,3**) pour tenir compte de la continuité des voiles.

III-5.4) Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

❖ **Sens x-x****a) Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 5,61 = 1,683 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,683 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{par interpolation linéaire } \beta = 0,9965$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,683 \times 10^3}{0,9965 \times 13 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA10 = 3.92 cm². Espacement = 20 cm.

b) En travée :

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 5,61 = 4,769 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{4,769 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{Par interpolation linéaire } \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,769 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA10 = 3.92 cm². Espacement = 20 cm.

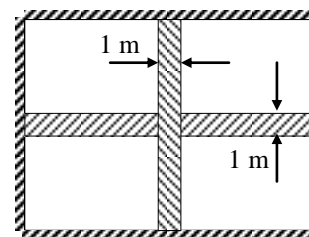
❖ **Sens y-y :****a) Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 3,376 = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,01 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.



$$\mu_b = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,01 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA10 = 3.92 cm². Espacement = 20 cm.

b) En travée :

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 3,376 = 2,869 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{2,869 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_R = 0,392 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{2,869 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA10 = 3.92 cm². Espacement = 20 cm.

Tableau III-5-Résumé des résultats :

| zone | sens | M _u (KN. m) | μ | Nature de la section | A (cm ²) | A Adoptée | ep (cm) |
|------------|------|---------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-----------|---------|
| Sur appuis | x-x | 1.683 | 0.007 | S.S.A | 3.92 | 5 HA10 | 20 |
| | y-y | 1.01 | 0.004 | S.S.A | 3.92 | 5 HA10 | 20 |
| En travée | x-x | 4.769 | 0.02 | S.S.A | 3.92 | 5 HA10 | 20 |
| | y-y | 2.869 | 0.012 | S.S.A | 3.92 | 5 HA10 | 20 |

III-5.5) Vérifications à l'état limite ultime :

a) Espacements des armatures : (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

• **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Condition de non fragilité : (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\text{‰}$.

• **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} = 0.0008 \times (3 - 0.81) / 2 = 0.000876.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.000876 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.31\text{cm}^2} < \mathbf{3.92\text{cm}^2}.$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} = 0.0008 \times (3 - 0.81) / 2 = 0.000876.$$

$$A_y \geq 0,8\text{‰} \times 100 \times 15 = 1.31\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{min}} = \mathbf{1.31\text{cm}^2} < \mathbf{3.92\text{cm}^2}.$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

Les armatures d'effort tranchant il ne sont pas nécessaires si la condition suivante est

$$\text{vérifiée : } \tau_u \leq \bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17\text{ MPa}$$

• **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{q_u}{3 \times V} = \frac{108}{3 \times 1,60} = 22.5\text{ KN.}$$

• **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{108}{2 \times (1,30 + 1,60)} = 18.62\text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{22.5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,173 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.17 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,173 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.167 \text{ MPa}$ condition vérifier.

❖ **Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42) :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1,30+1,60) = 5.8 \text{ m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : $0.045 \times 5.8 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 652.5 \text{ KN} \geq 108 \text{ KN}$.

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-5.6) Vérification à l'état limite de service :

a) **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS :

$$q_s = P = 80 \text{ KN} \quad , \quad \nu = 0.2$$

D'où $M_1 = 0,045$, $M_2 = 0,027$ (Tableau de PIGEAUD)

$$M_{x1} = 80 \times (0,045 + 0.2 \times 0,027) = 4,032 \text{ KN. m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,027 + 0.2 \times 0,045) = 2,88 \text{ KN. M}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.723 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0621 \times 5,85 \times (1,30)^2 = 0,614 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,723 \times 0,614 = 0,444 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,032 + 0,614 = 4,646 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,88 + 0,444 = 3,324 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

- **En travée :**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 4.646 = 3.950 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.324 = 2.825 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **En appuis :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.3 \times 4.646 = 1.394 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0.3 \times 3.324 = 0.997 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

a) Etat limite de fissuration :

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

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

1) Sens X-X :

▪ Aux Appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,683}{1,394} = 1,20$$

$$\mu_b = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{Parinterpolation} \quad \text{linière} \quad \alpha = 0,00875$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 > \alpha = 0,00875 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,769}{3,950} = 1,21$$

$$\mu_b = 0,02 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0252$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355 > \alpha = 0,0252 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Sens Y-Y :

▪ Aux Appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,01}{0,997} = 1,01$$

$$\mu_b = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,005$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,01 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,255 > \alpha = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,869}{2,825} = 1,02$$

$$\mu_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0151.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,02 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,26 > \alpha = 0,0151 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

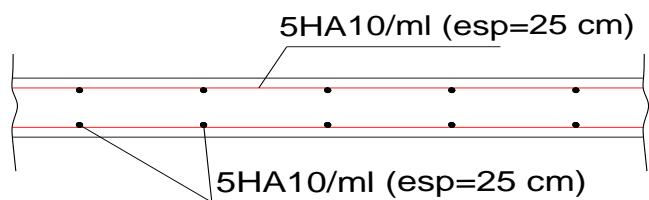
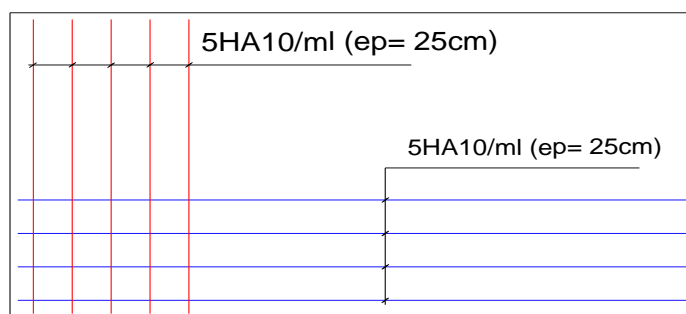
Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

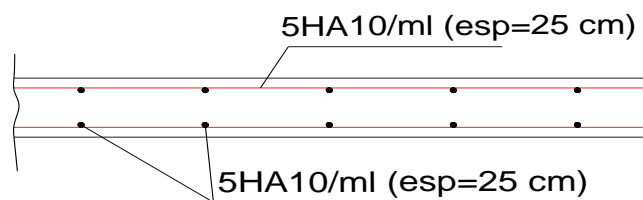
En travée : 5HA10 /ml (sens x-x) $S_t=20\text{cm}$; 5HA10/ml (sens Y-Y).

Aux appuis : 5HA10 /ml ; $S_t=20\text{cm}$.

- Ferrailage de la dalle de la salle machine -



Sens X-X



Sens Y-Y

IV-1 : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul **ETABS**.

IV-2 : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV- 3 : Description du logiciel ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le

calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

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

Rappel : (terminologie)**Grid line** : ligne de grille**Concrete** : béton**Joints** : nœuds**Uniformedloads** : point d'application de la charge**Frame** : portique (cadre)**Define** : définir**Shell** : voile**Steel** : acier**Restraints** : degrés de liberté(D.D.L)**Frame section** : coffrage**Loads** : charge**Column** : poteau**Materials** : matériaux**Beam** : poutre**IV-4: Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clic sur l'icône de l'ETABS

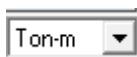
**IV- 5 : Etapes de modalisation :****IV-5-1 : Première étape:**

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

a- Choix d'unité :

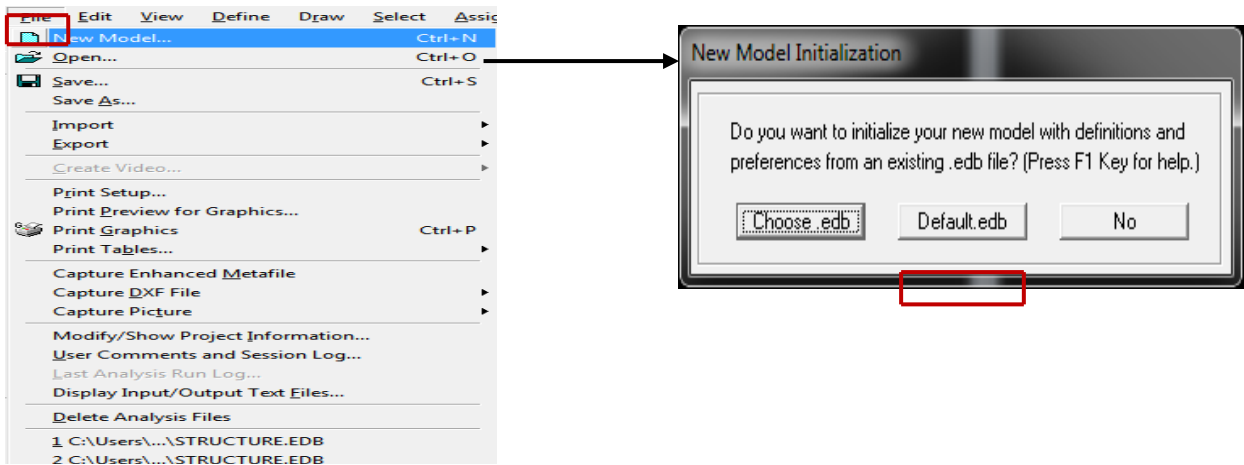
On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne **Ton-m** comme unité de base pour les forces et déplacement :

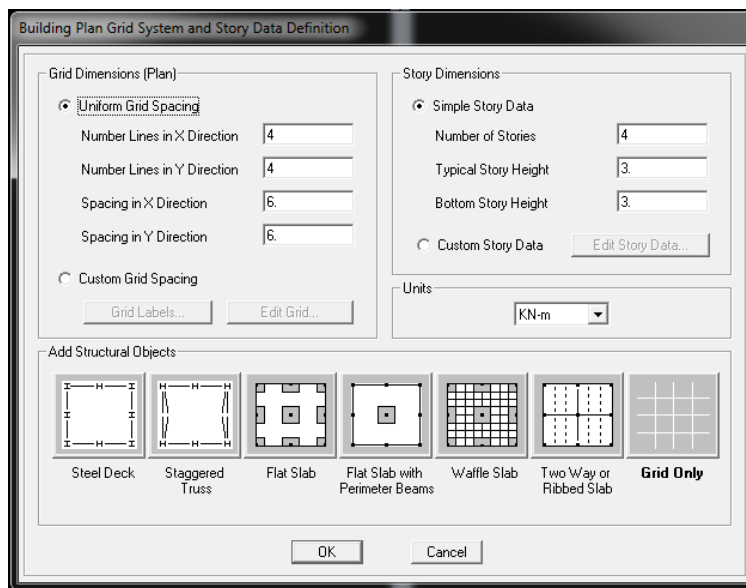


b- Géométrie de la structure :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

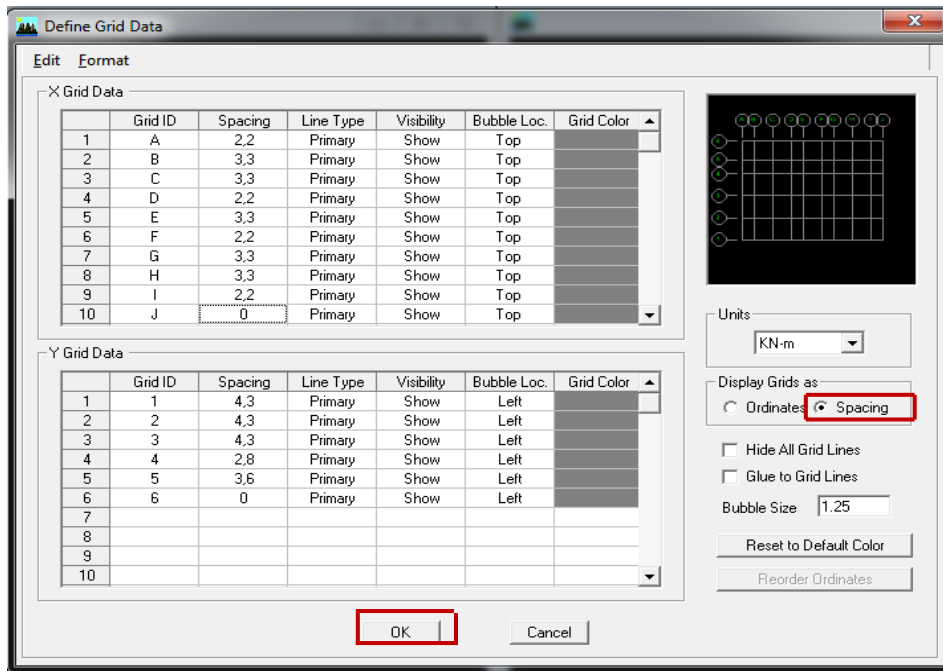


On clic sur **Default.edb** et on aura la fenêtre ci-dessous :



Cette option nous permet d'introduire le nombre de portique suivant la direction X et suivant la direction Y ; ainsi que le nombre des étages.

- ❖ Cliquons sur la case **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ; cocher **Spacing**

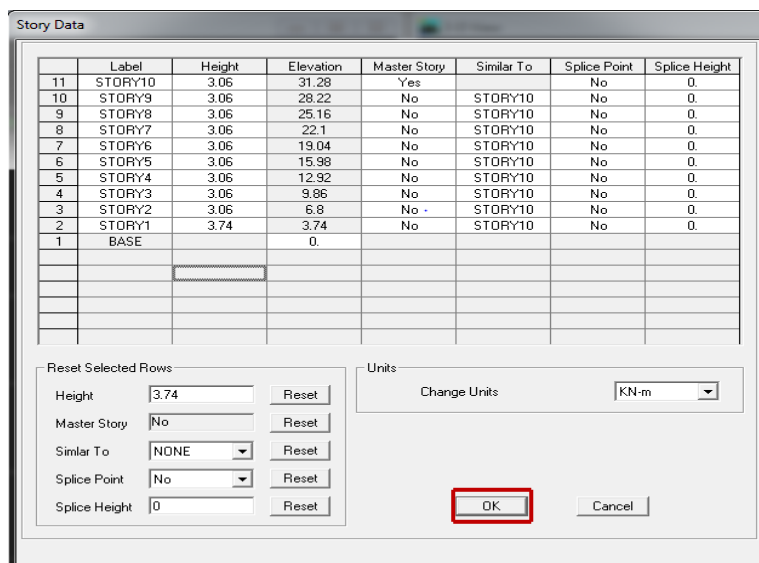


Pour chaque élément vertical ou horizontal, il faut dessiner une grille qui lui correspond ; les valeurs à introduire sont les suivants :

- ✓ Selon x : 2.2 ; 3.3 ; 3.3 ; 2.2 ; 3.3 ; 2.2 ; 3.3 ; 3.3 ; 2.2
 - ✓ Selon y : 4.3 ; 4.3 ; 4.3 ; 2.8 ; 3.6
- => **OK** => **OK**

❖ Pour modifier la hauteur d'étage on clic sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

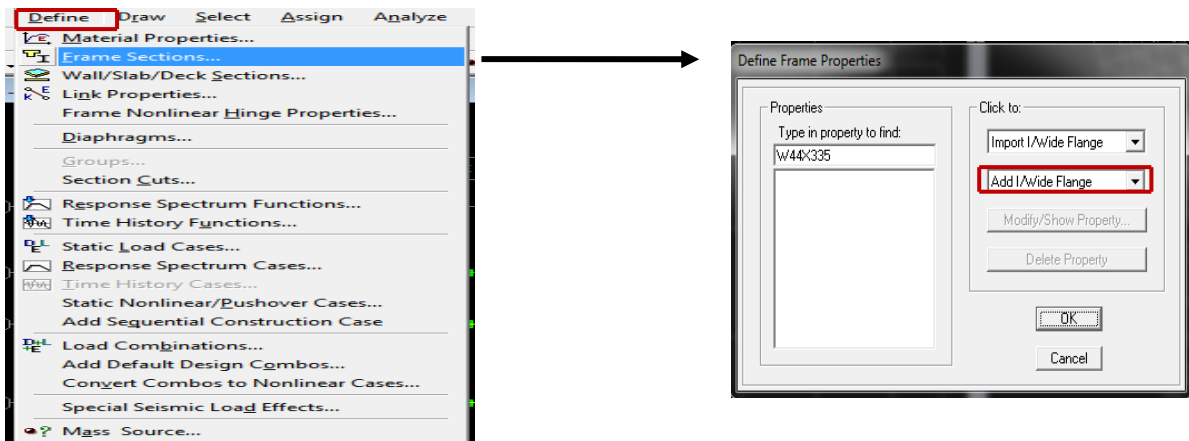
- RDC a une hauteur de 3.74 m
- Les Etages courants ont une hauteur de 3.06 m



IV-5-2 : Deuxième étape:

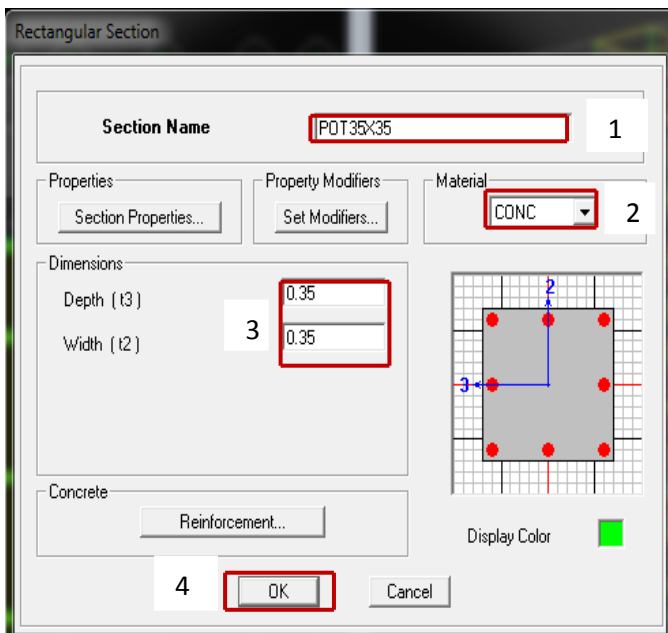
a- Définition des sections :

Cette étape consiste à déterminer les sections des poteaux et des poutres, sans oublier de choisir le matériau de construction à utiliser (béton) ; tous ça est résumé dans les fenêtres suivantes:



On choisit **add/wide rectangular**

❖ **Poteaux (35*35) :**

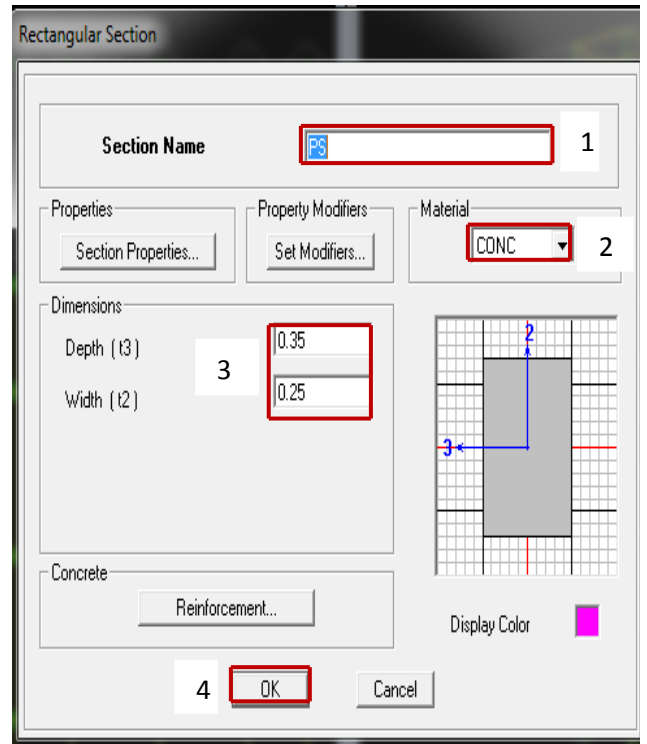
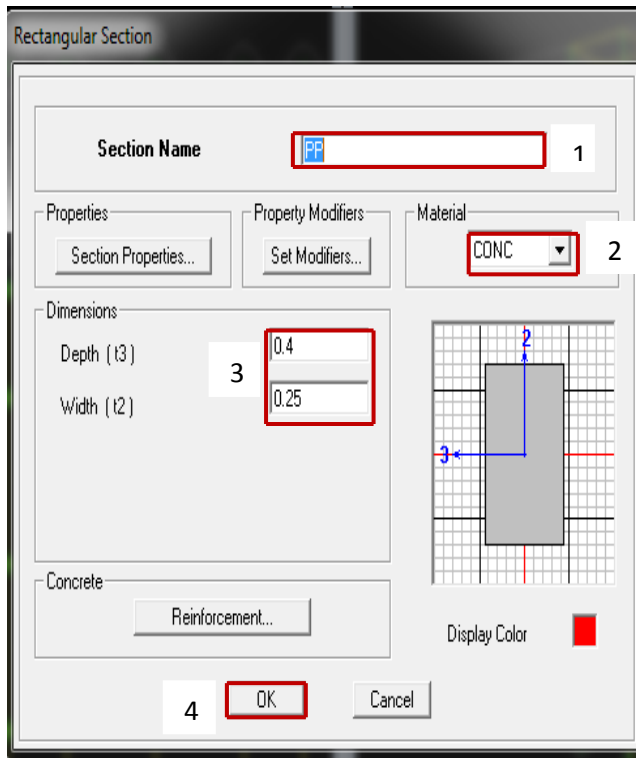


❖ Cette boîte de dialogue nous permet de :

- ✓ définir la géométrie de la section :
- ✓ Nom de la section : **Section Name**
- ✓ **Material : CONC**
- ✓ Hauteur: **Depth**
- ✓ Largeur: **width**

❖ Poutre Principale (0.25*0.40) :

❖ Poutre secondaire (0.25*0.35)

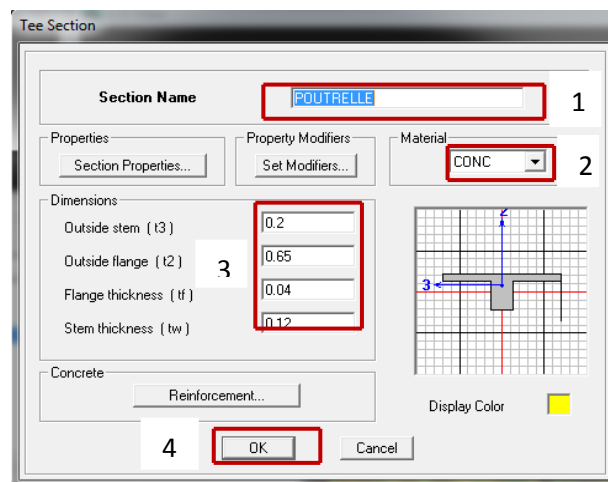


Même procédé pour :

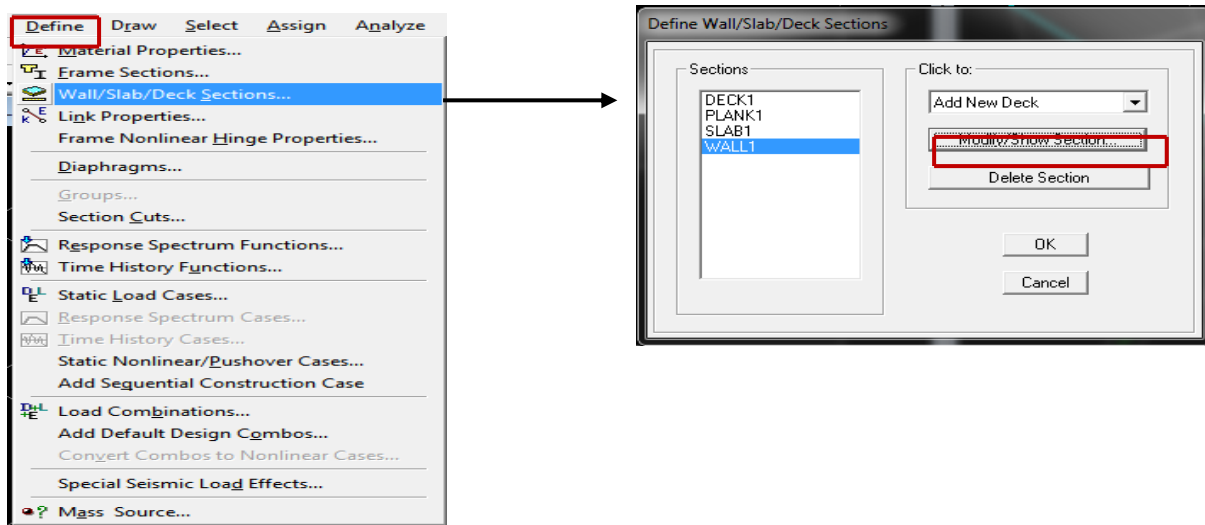
- ✓ Les poteaux du 1 ; 2 ; 3 et 4^{ème} Niveau (40x40) cm² Nommé POT40x40
- ✓ Les poteaux du 8 ; 9 et 10 Niveau (30x30) cm² Nommé POT30x30

❖ Poutrelle :

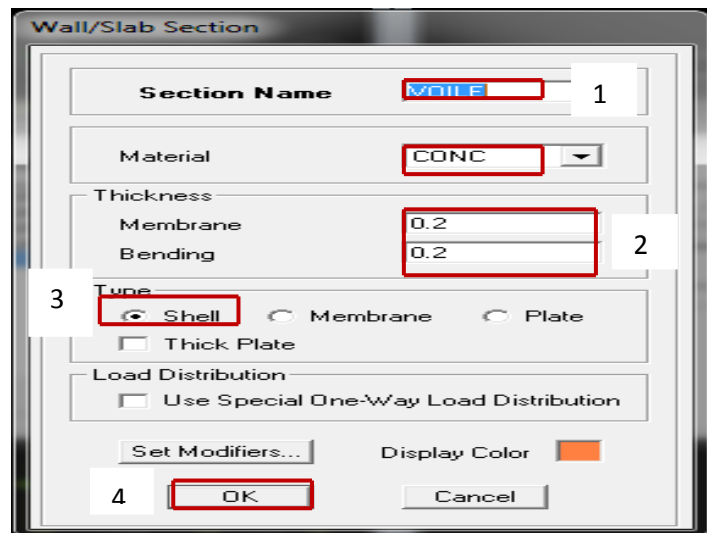
Choisir Add Tee



❖ Voile :

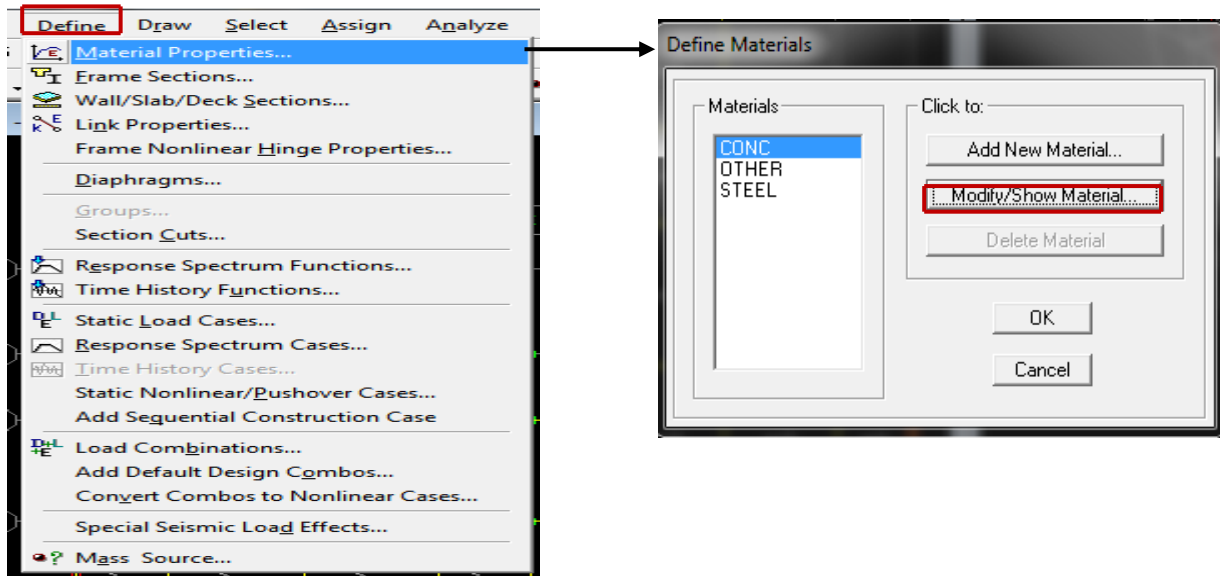


Modify/Show Section

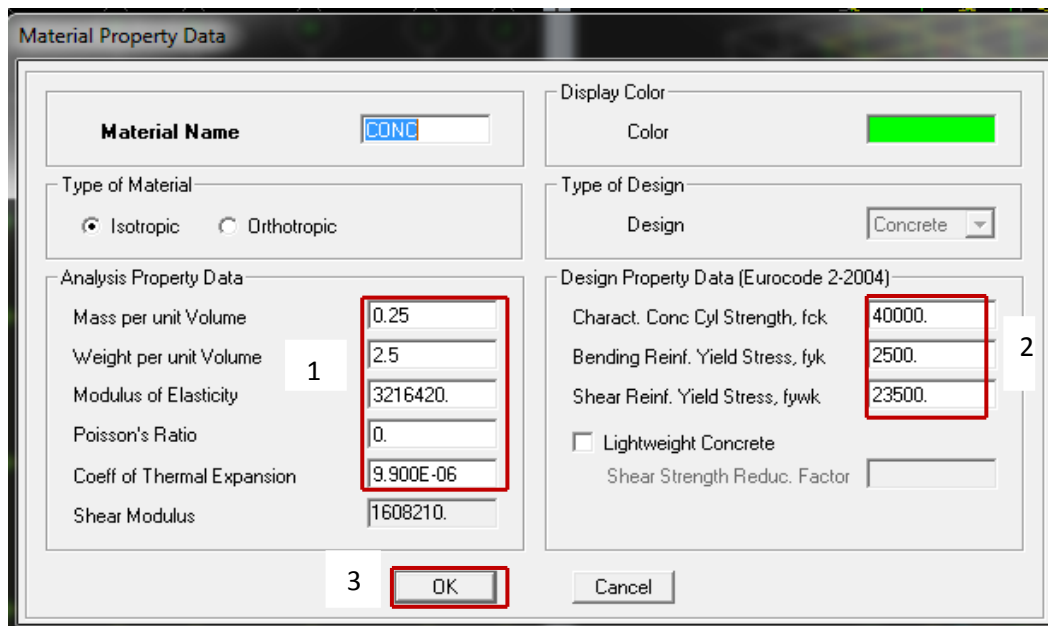


b- Matériau :

Cette étape consiste à définir les caractéristiques du matériau béton :



La fenêtre suivante s'affiche :



Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = 0.25 Ton/m^3
- 2- Poids volumique du béton = 2.5 Ton/m^3
- 3- Module d'élasticité du béton = $11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 3216420 \text{ Ton/m}^3$
- 4- Coefficient de poisson à l'E.L.U = 0

IV-5-3 : Troisième étape: Introduction du spectre de réponse :**❖ Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

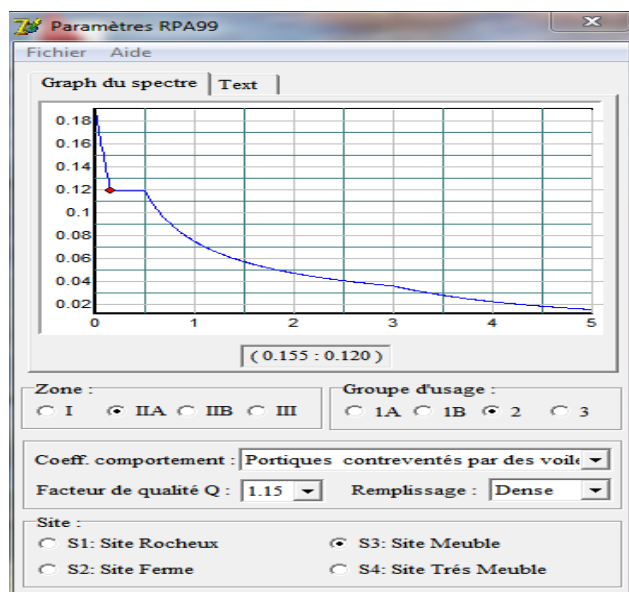
❖ CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE:

| Caractéristiques | Désignation |
|-----------------------------|--------------------------------------|
| Zone | IIa |
| Groupe d'usage | 2 |
| Coefficient de comportement | Portique Autostable avec remplissage |
| Remplissage | Dense (Cloisons en maçonnerie) |
| Facteur de qualité (Q) | 1.15 |

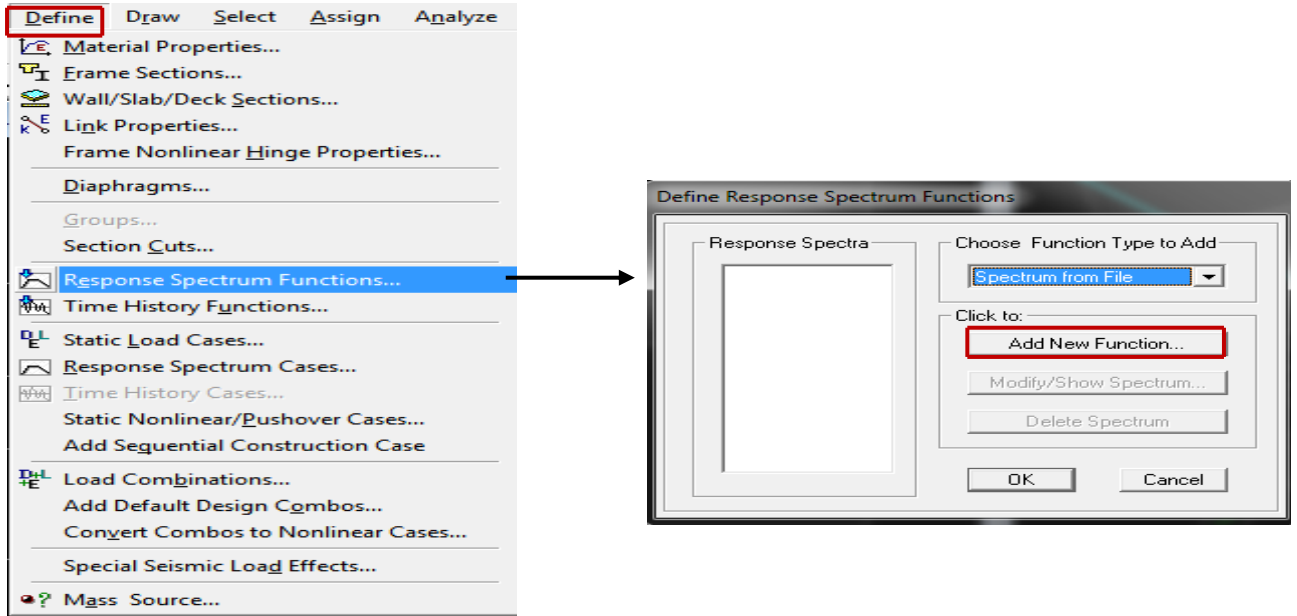
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :



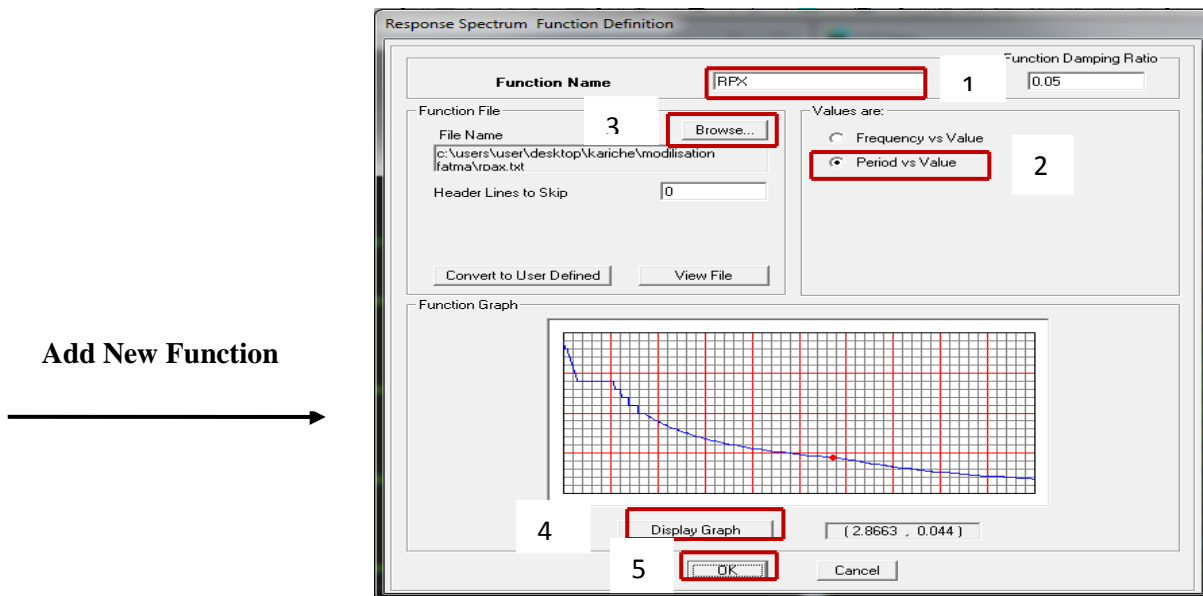
Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA99



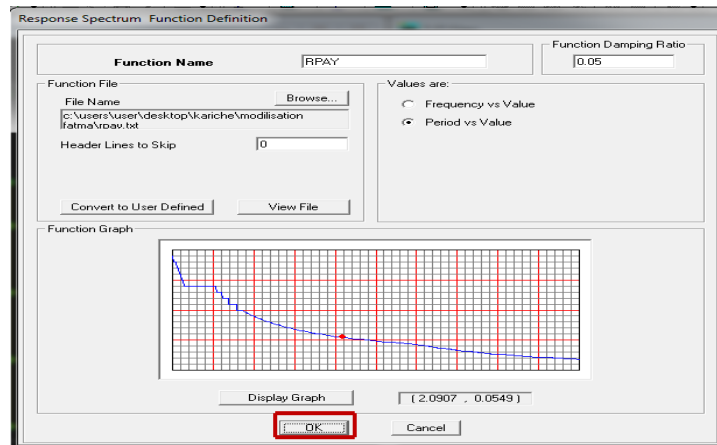
- Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.
- ❖ Pour charger la structure avec le spectre :



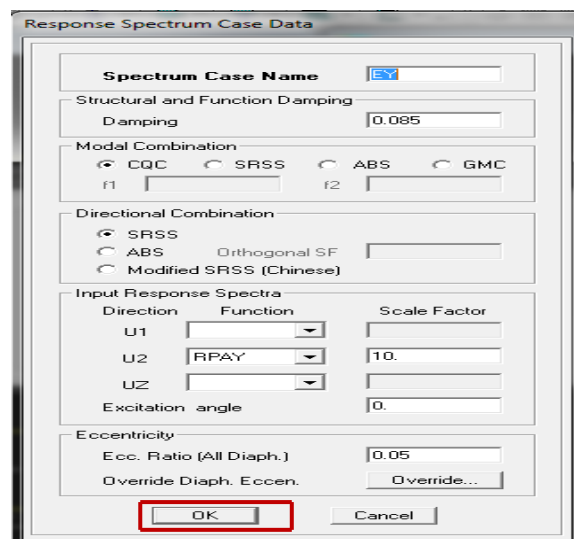
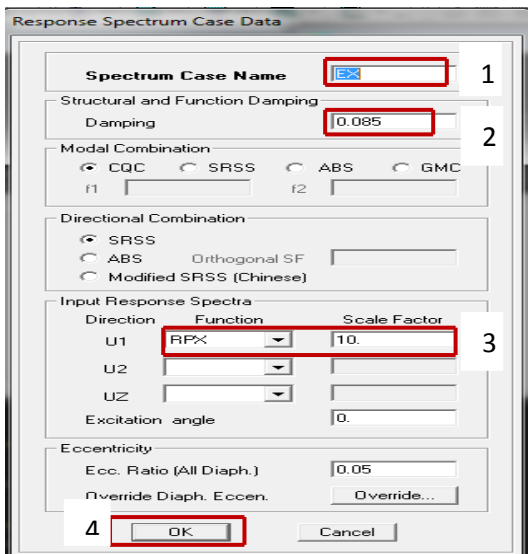
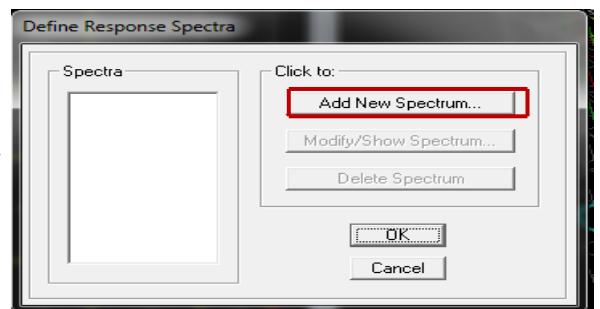
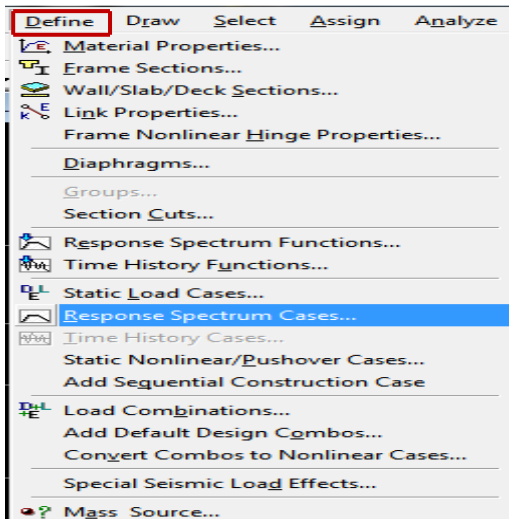
Dans la fenêtre qui s'affiche, on donne le nom **RPAX**, on coche **Period vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**



Puis le sous le nom **RPAY**:




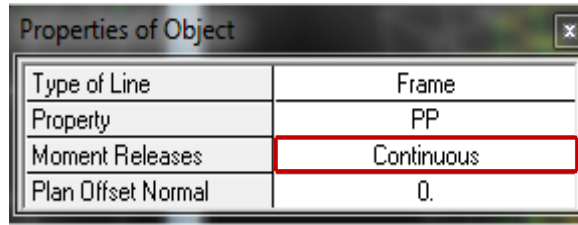
➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E_X** et **E_Y** (séisme).




IV-5-4 : Quatrième étape : Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Cliquer sur 

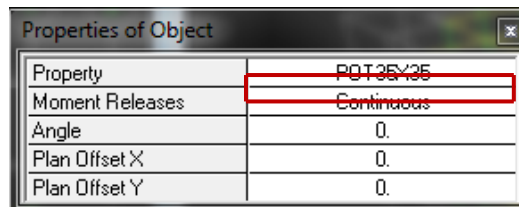


Ensuite on clic sur une ligne de grille et un nouvel élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une cliquer suffira pour tracer soit la PP ou la PS)

- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clic sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

- Pour tracer les poteaux :

On clic sur 

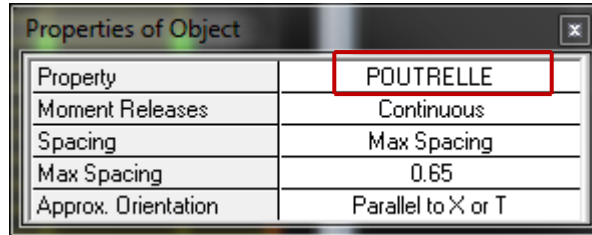


Cliquer dans les points ou il situe les poteaux

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

- Pour définir les poutrelles :


On clic sur 

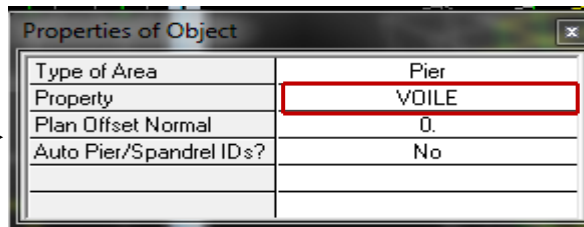


| Property | POUTRELLE |
|---------------------|--------------------|
| Moment Releases | Continuous |
| Spacing | Max Spacing |
| Max Spacing | 0.65 |
| Approx. Orientation | Parallel to X or T |

Ensuite on clic a l'intérieure du vide de la grille


Pour ajouter des voiles :

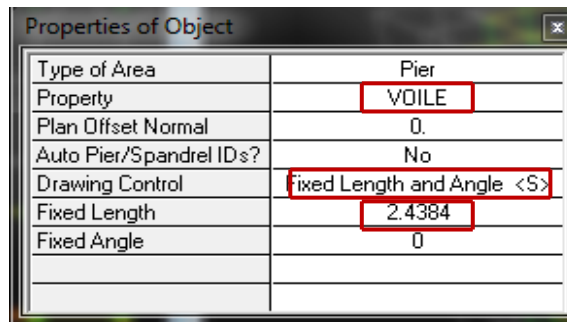
Cliquer sur 



| Type of Area | Pier |
|-------------------------|-------|
| Property | VOILE |
| Plan Offset Normal | 0. |
| Auto Pier/Spandrel IDs? | No |

Cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Ou bien cliquer sur 



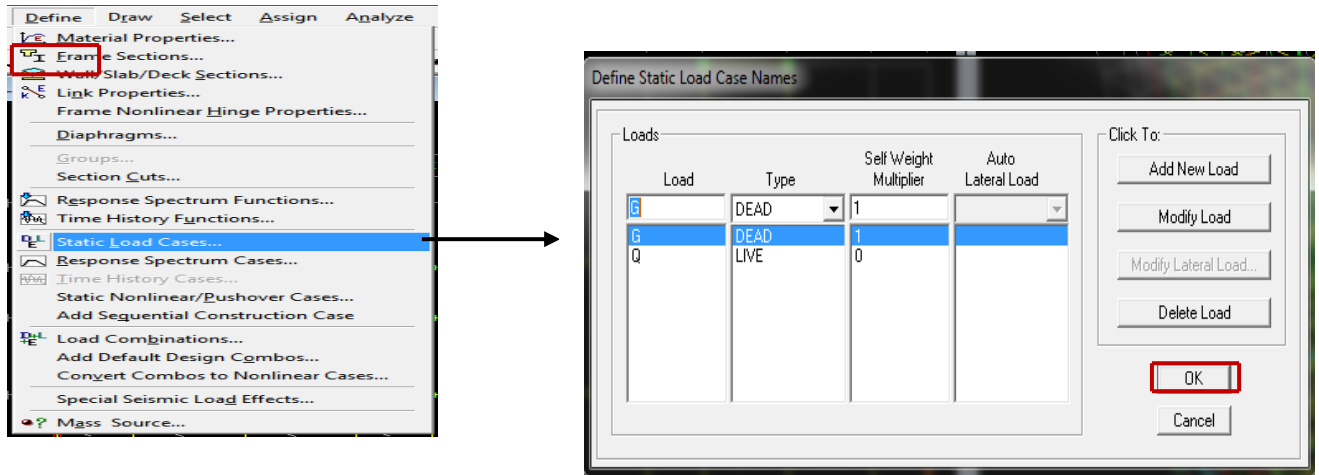
| Type of Area | Pier |
|-------------------------|----------------------------|
| Property | VOILE |
| Plan Offset Normal | 0. |
| Auto Pier/Spandrel IDs? | No |
| Drawing Control | Fixed Length and Angle <S> |
| Fixed Length | 2.4384 |
| Fixed Angle | 0 |

Après avoir choisir **Voile (Property)**, on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner la Voile.

IV-5-5 : Cinquième étape : Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ Attribution des charges :




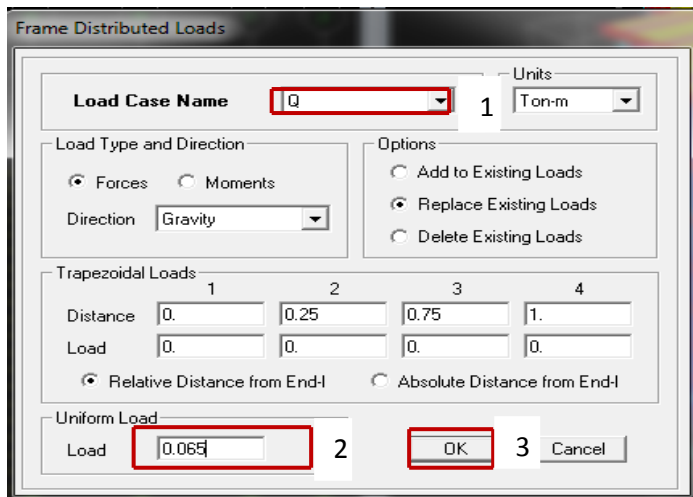
On donne le nom et le type de la charge : **G** la charge permanent, **Q** la charge d'exploitation

Avec: $G = DEAD = 1$; $Q = LIVE = 0$.

❖ Chargement des poutrelles:

Après avoir sélectionné les éléments à charger (les poutrelles et les poutres secondaires) on

clic sur  qui se trouve dans la barre d'outils flottante:



Dans cette boîte de dialogue on aura à spécifier:

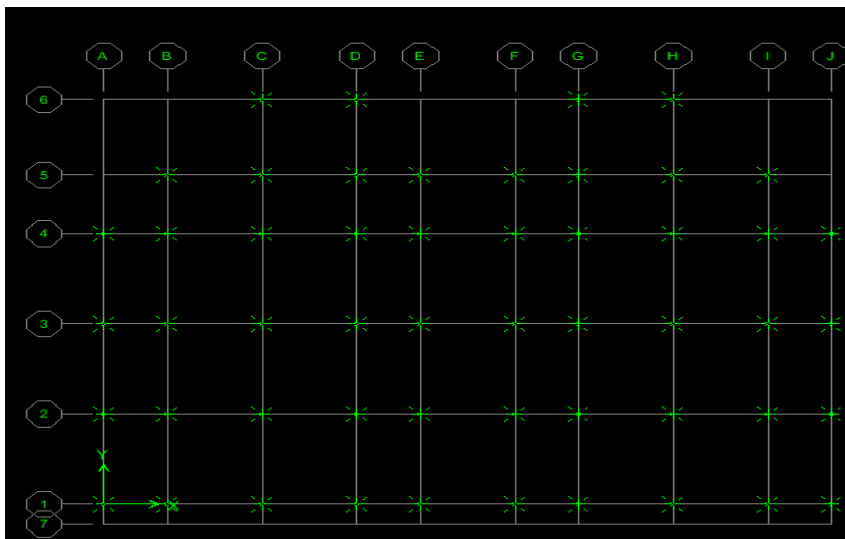
- Le nom de la charge et son type : **G** ou **Q**
- La valeur de la charge uniformément répartie
- Enfin on valide avec « OK ».

IV-5-6 : Sixième étape :

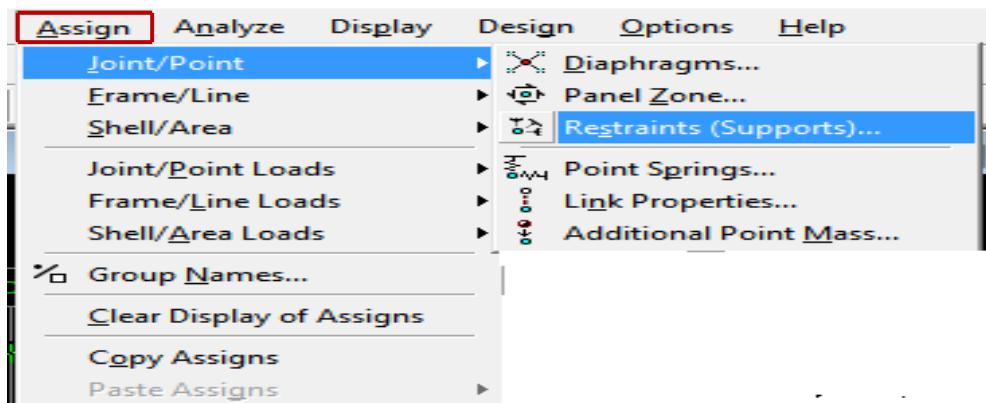
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure à modélisée.

❖ **Appuis :**

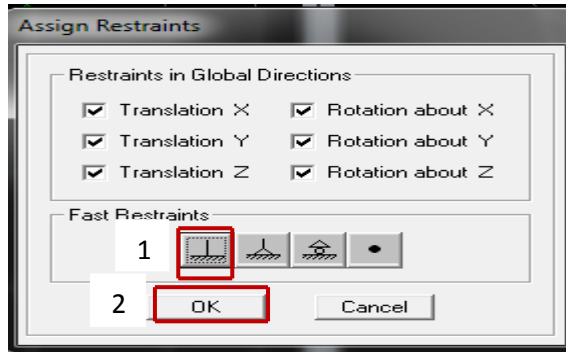
On doit encasturer les neuods a la base du bâtiment , pour se faire : on selection ces neuods (comme le montre la figure ci-dessous) :



Puis :



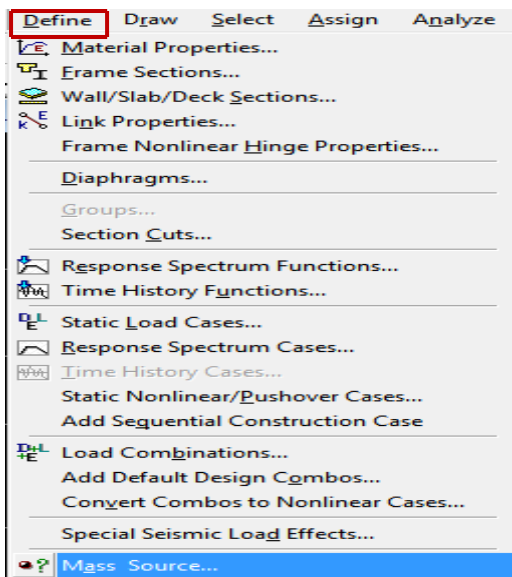
La fenêtre suivante s'affiche →



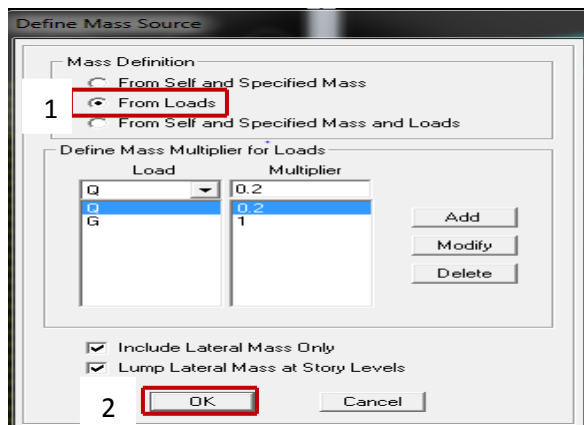
On clic sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**

❖ **Introduction de la Mass-Source :**

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



Cette fenêtre s'affiche :

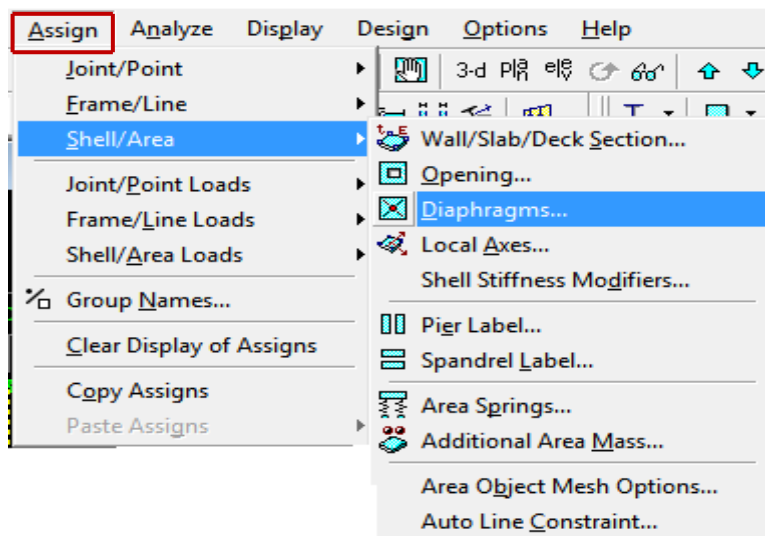


- Cocher **From Loads**.
- On donne la valeur **1** pour la charge permanente (G) => **Add**
- On introduit la valeur de β pour la surcharge Q suivant la nature de la structure (Dans notre cas $\beta=0.2$) => **Add**
⇒ **OK**

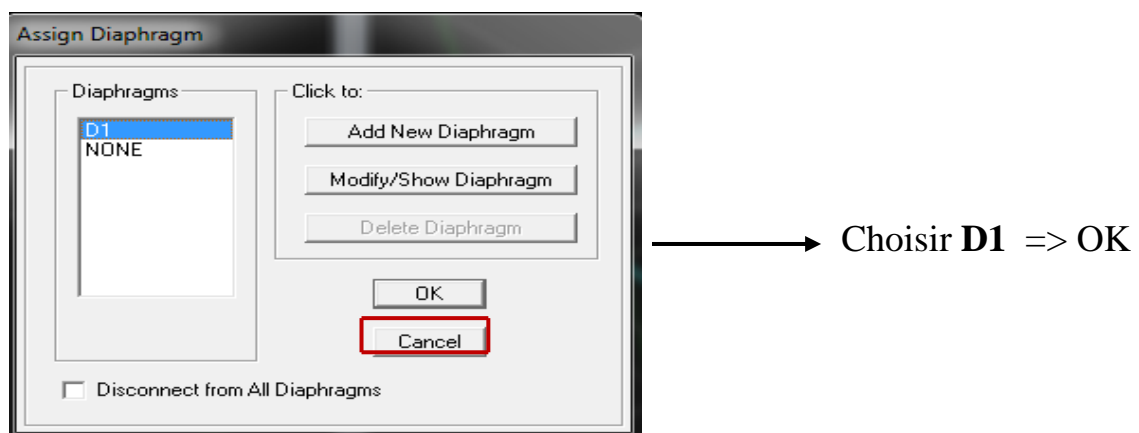
❖ **Hypothèse du plancher infiniment rigide (Diaphragme) :**

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

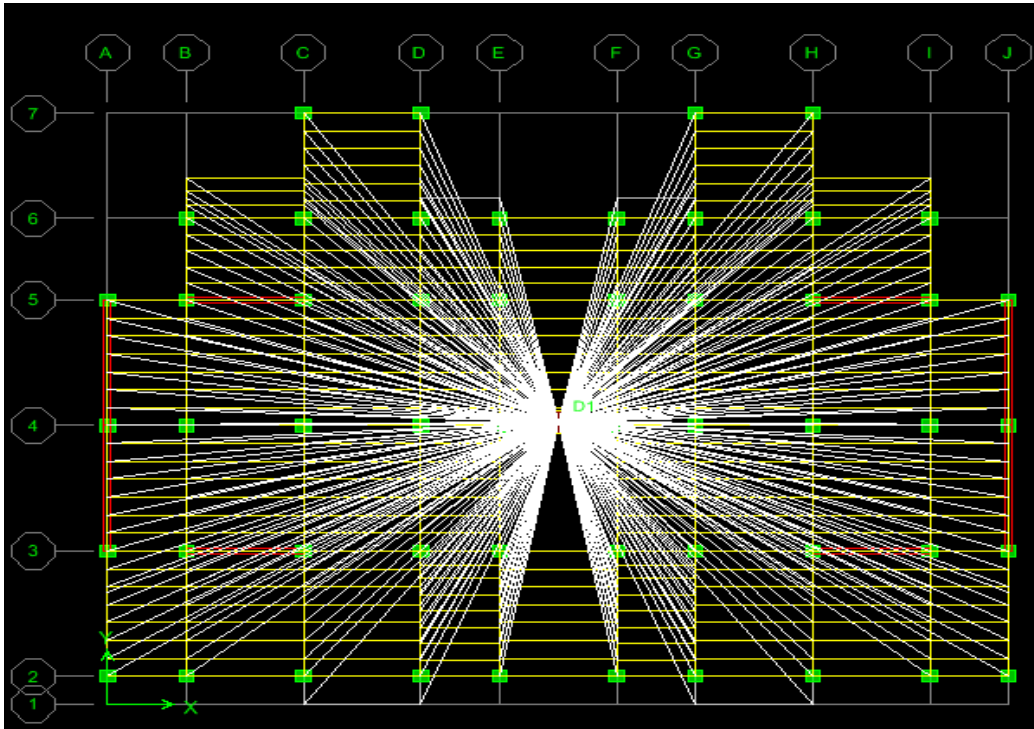
On sélectionne le premier plancher puis on clic sur :



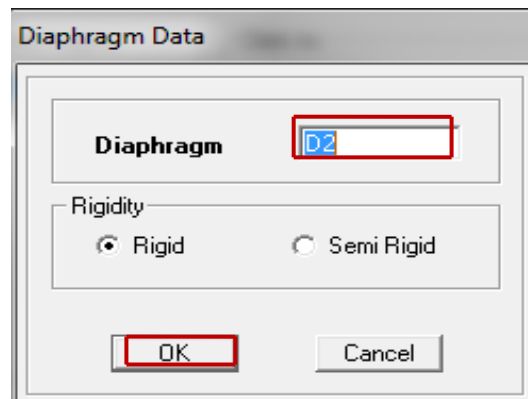
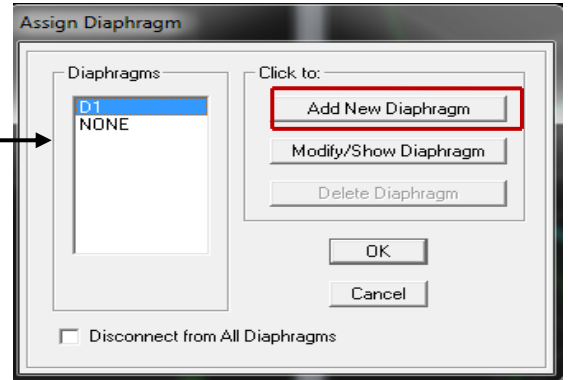
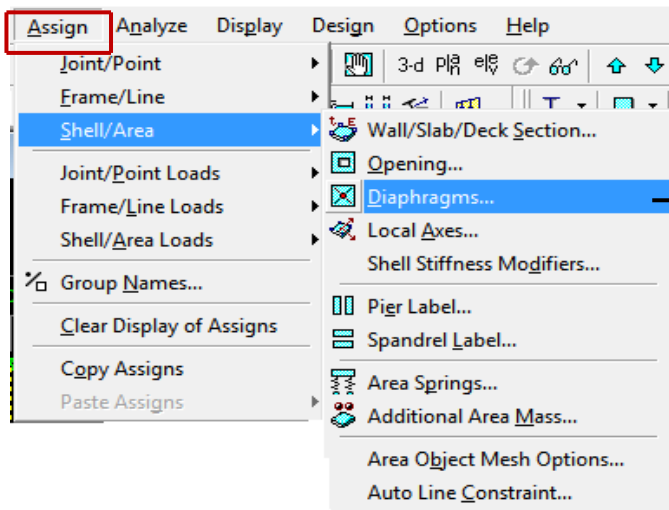
On aura la fenêtre ci-dessous :



On aura :



- Sélectionner le deuxième étage puis :




Add New Diaphragm →

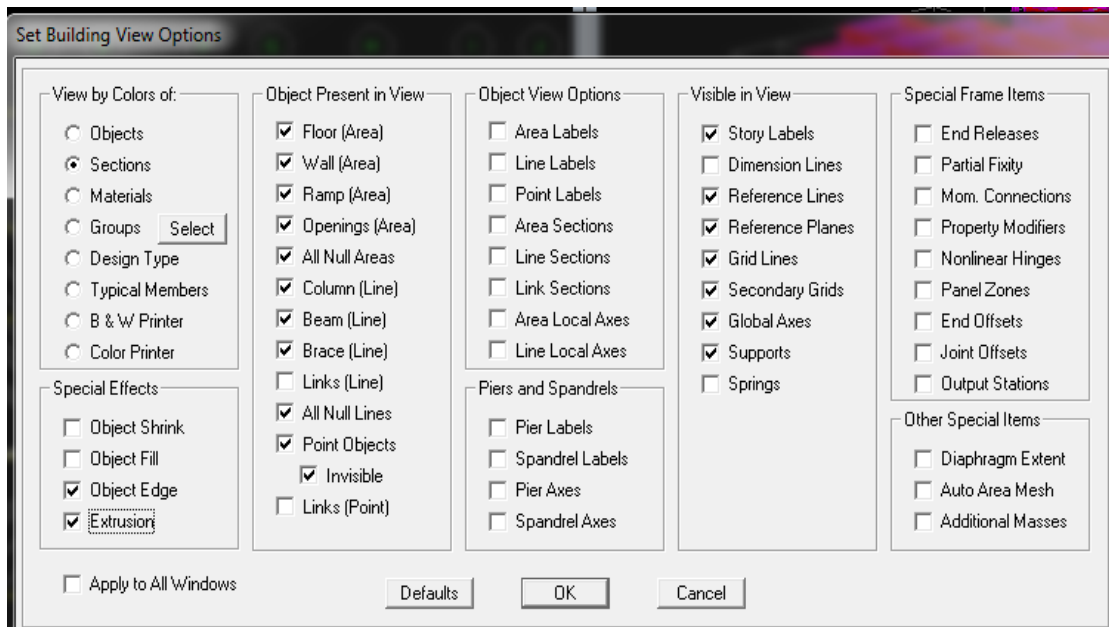
=> OK => OK

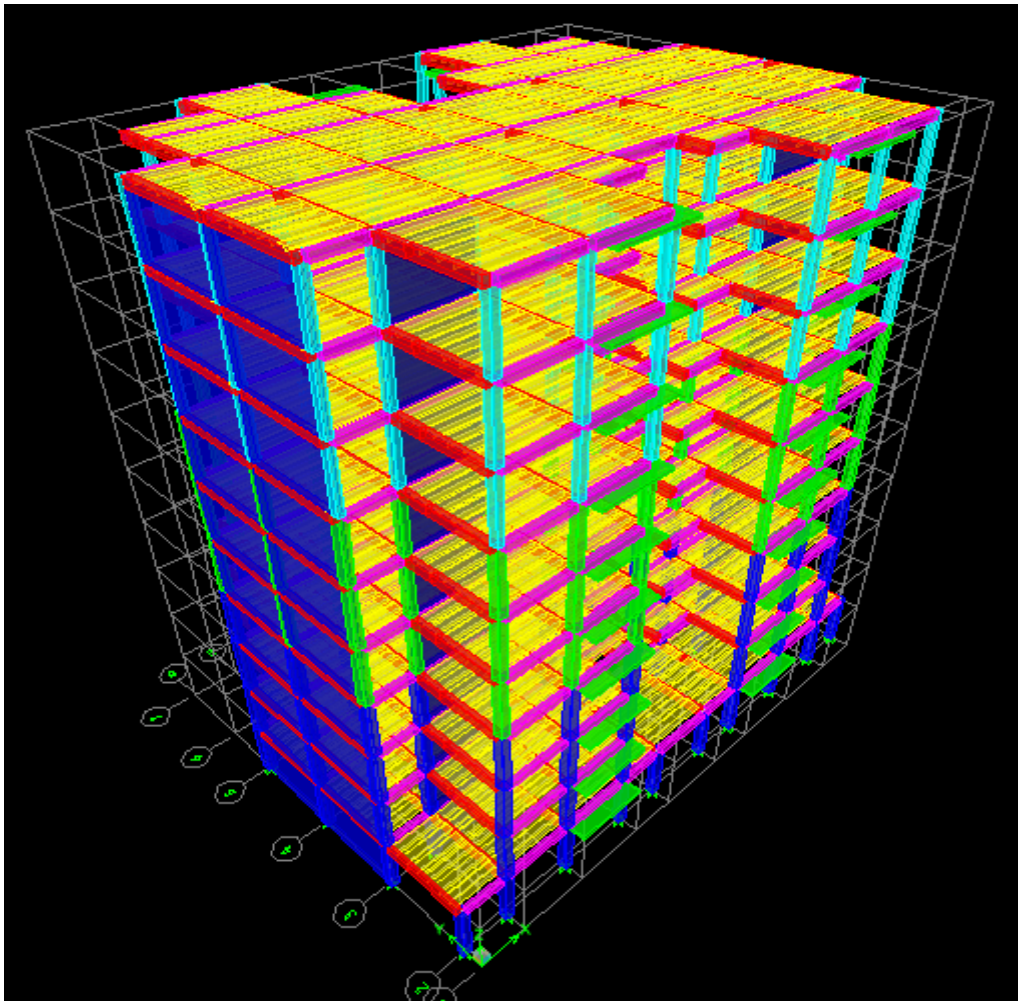
- Même procédure pour les autres étages.

Remarque :

Il est possible d'afficher les différentes informations (numéro des nœuds, des éléments,...etc.) sur le modèle. Pour ce faire on sélectionne la fenêtre 3D du modèle en cliquant à l'intérieur, puis on clic sur  Nous pouvons choisir les options d'affichage suivantes :

Nom des poutres et des poteaux et numéros des nœuds *Pier labels*),
Restreints : DDL, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément





IV-5-7 : Septième étape :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

❖ Les combinaisons d'actions :

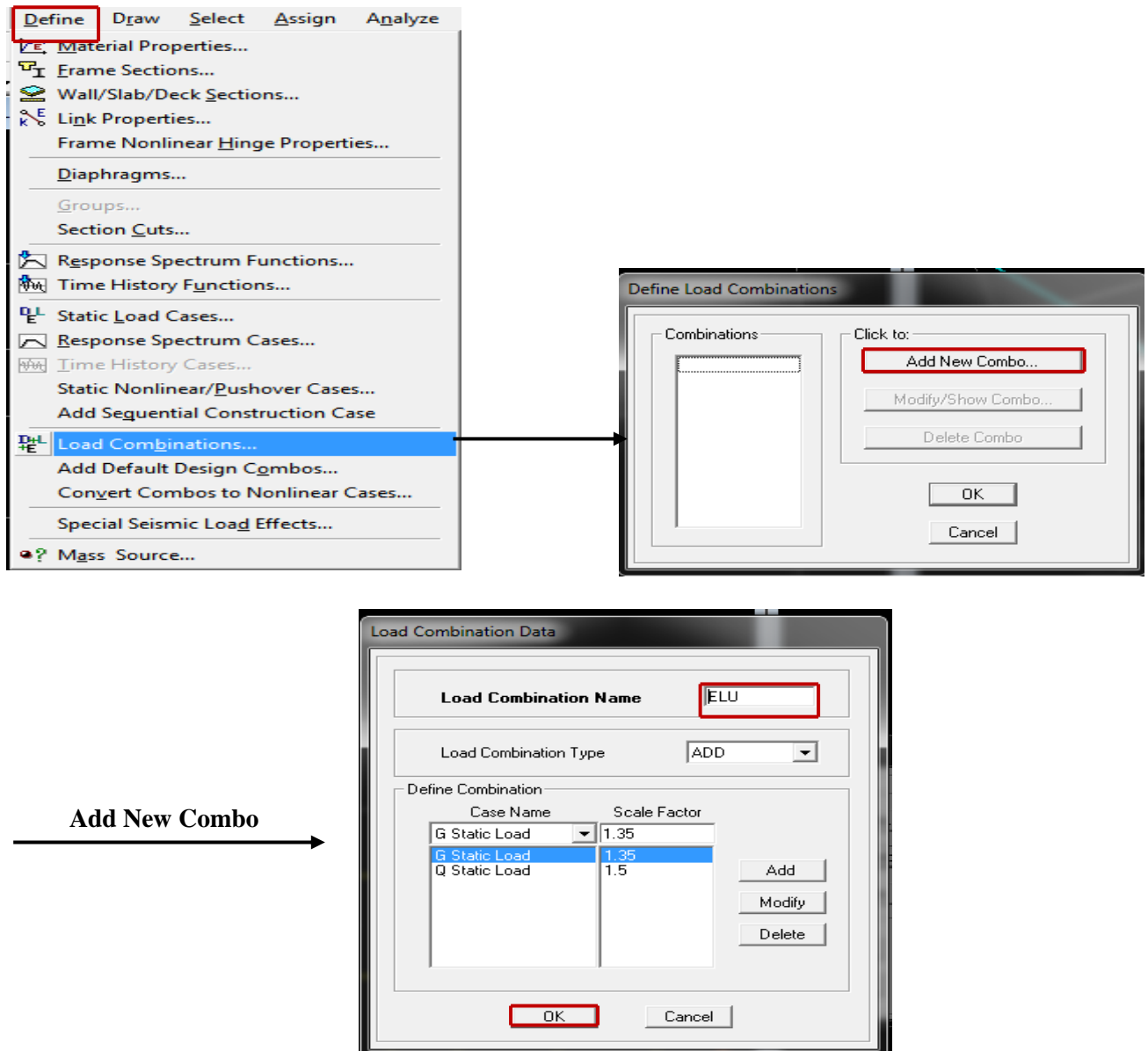
Les combinaisons d'action à prendre en considération, pour la détermination des sollicitations de calcul sont imposées par le BAEL et le RPA, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

• Les combinaisons du BAEL :

- Etat limite ultime : $1.35G + 1.5Q$
- Etat limite de service : $G + Q$

• Les combinaisons de l'RPA:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$



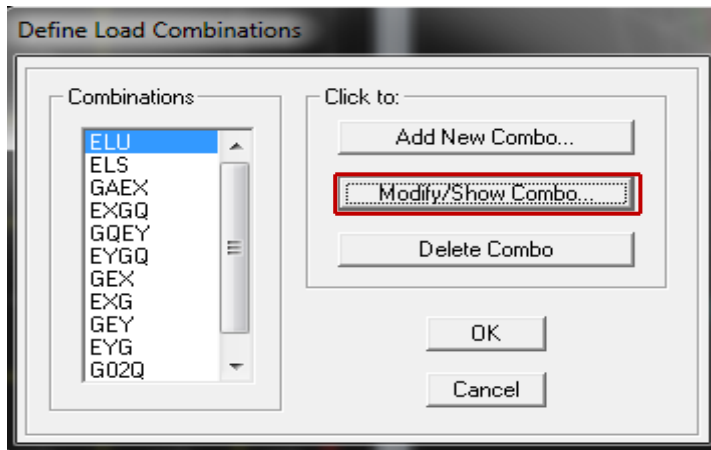
Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliquer sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'**ELU** ($1.35G + 1.5Q$):

- Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK**.

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **modify**

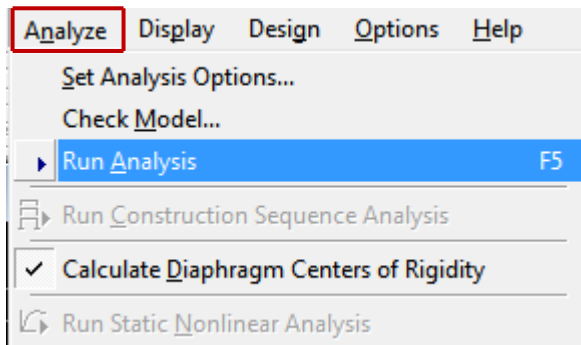
Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify/ShowCombo**



IV-5-8 : Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

❖ **Analyse :**

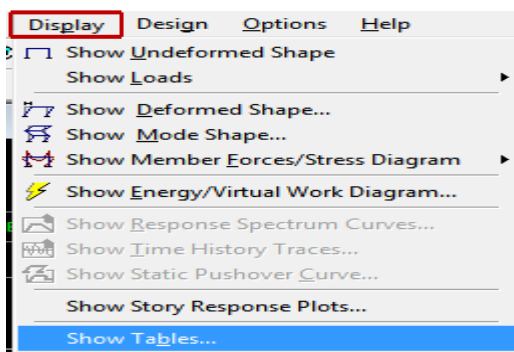
On lance l'analyse pour avoir la période et la déformée de notre structure ; pour ce faire :



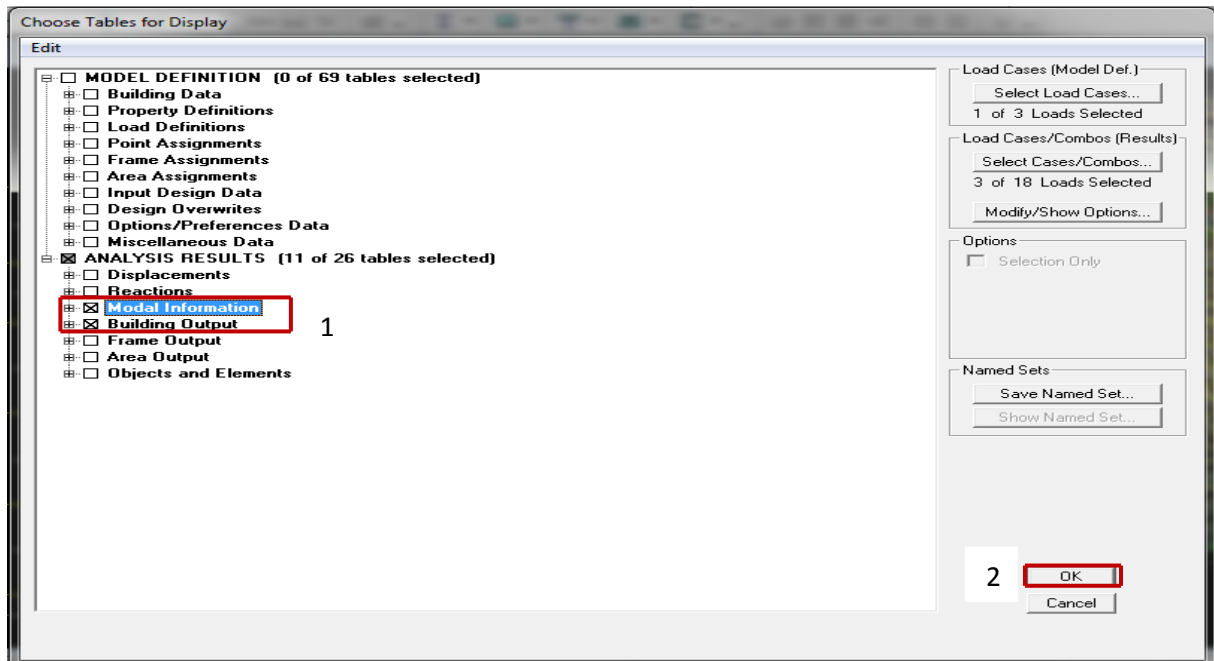
❖ **Visualisation des résultats :**

➤ **Vérification de la période :**

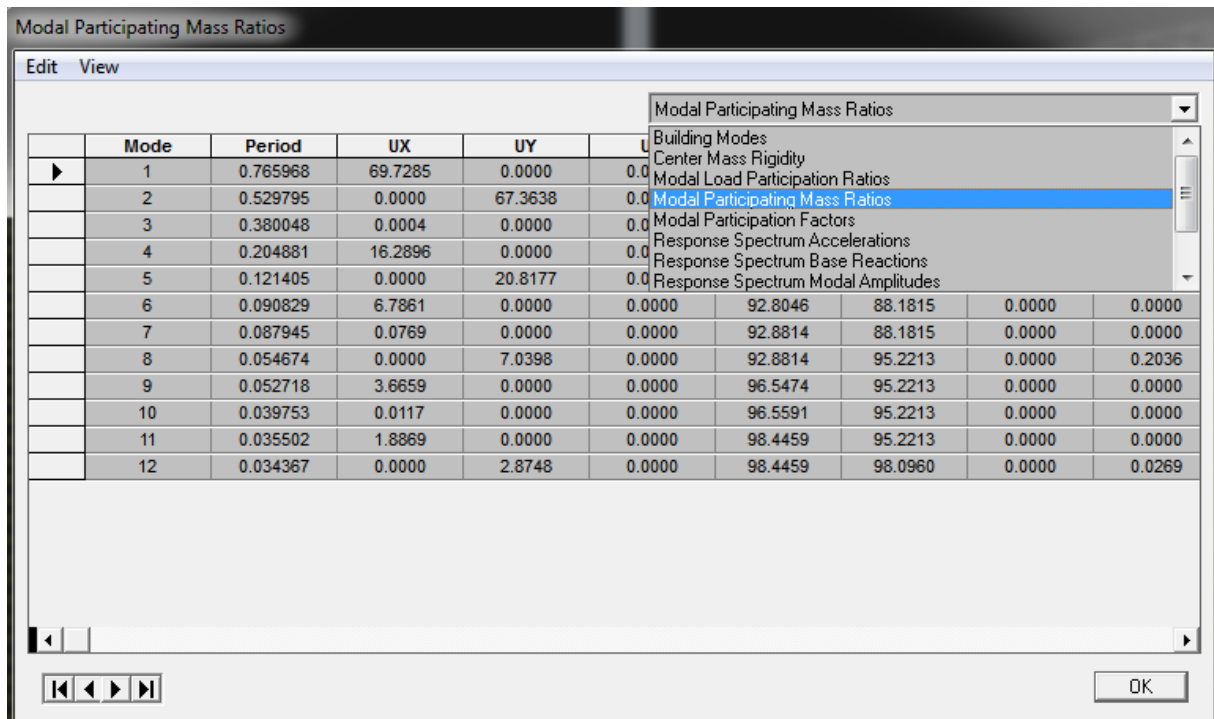
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :



- Une fenêtre s'affiche ; cocher **Modal Information** et **Building Output**



Pour avoir la période on sélectionne **Modal Participation Mass Ratios** comme le montre la figure ci-dessous :



Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (**V**) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

V-1 Caractéristique de la structure

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation et commerciale. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**.

V-2 Vérification de la période :**❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :**

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du **RPA 99**.

Avec : $C_T = 0.05$

❖ Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 31.28^{3/4} = 0.66 \text{ sec.}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.66 = 0.858 \text{ sec} > T_{ETABS} = 0.76 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$

Tableau V -1 Période et participation massique :

| Mode | Période | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|-----------------|---------|---------|----|---------|---------|-------|
| 1 | 0.765968 | 69.7285 | 0 | 0 | 69.7285 | 0 | 0 |
| 2 | 0.529795 | 0 | 67.3638 | 0 | 69.7285 | 67.3638 | 0 |
| 3 | 0.380048 | 0.0004 | 0 | 0 | 69.7289 | 67.3638 | 0 |
| 4 | 0.204881 | 16.2896 | 0 | 0 | 86.0185 | 67.3638 | 0 |
| 5 | 0.121405 | 0 | 20.8177 | 0 | 86.0185 | 88.1815 | 0 |
| 6 | 0.090829 | 6.7861 | 0 | 0 | 92.8046 | 88.1815 | 0 |
| 7 | 0.087945 | 0.0769 | 0 | 0 | 92.8814 | 88.1815 | 0 |
| 8 | 0.054674 | 0 | 7.0398 | 0 | 92.8814 | 95.2213 | 0 |
| 9 | 0.052718 | 3.6659 | 0 | 0 | 96.5474 | 95.2213 | 0 |
| 10 | 0.039753 | 0.0117 | 0 | 0 | 96.5591 | 95.2213 | 0 |
| 11 | 0.035502 | 1.8869 | 0 | 0 | 98.4459 | 95.2213 | 0 |
| 12 | 0.034367 | 0 | 2.8748 | 0 | 98.4459 | 98.096 | 0 |

V-3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

❖ Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

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

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**.

Suivant x-x : **Condition vérifiée. $P_x = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée. $P_y = 0.00$**

➤ **Régularité en plan**

• **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée $p_q = 0.05$

➤ **Condition de régularité en élévation :**

• **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

• **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constants** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition non vérifiée.**

Donc : La régularité en élévation n'est pas vérifiée $p_q = 0.05$

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme de 2003.**

Tableau V-2 Valeur des pénalités :

| Critère (q) | P _q | |
|---|----------------|-------------|
| | Observé | Non observé |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement. | / | 0.05 |
| 2. Redondance en plan. | 0 | / |
| 3. Régularité en plan. | / | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation. | / | 0.05 |
| 5. Contrôle de qualité des matériaux | 0 | / |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution. | 0 | / |

$$Q=1+\Sigma p_q = 1+0.15 = 1.15$$

❖ Détermination des coefficients : R, A, D et W :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99) en fonction du système de contreventement.

➤ Etude de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version 9.7.

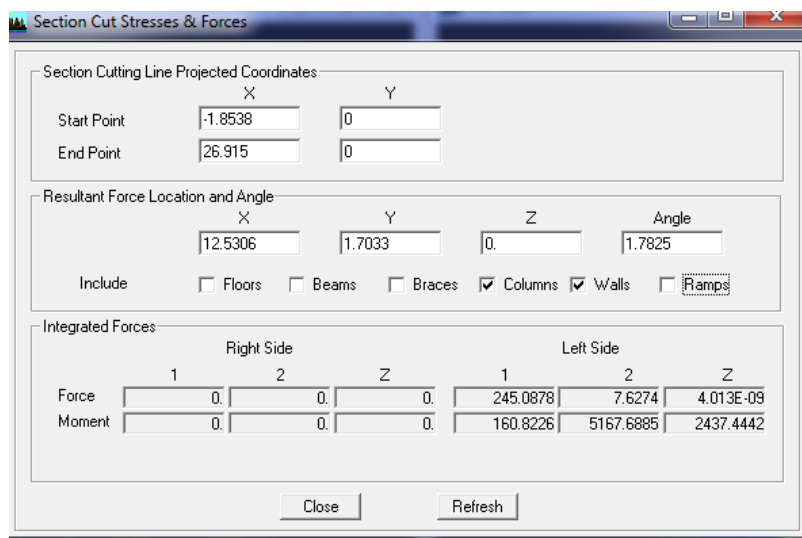


Figure V-1- : donnant le type de contreventement

• **Sens x-x :**

Effort reprise par les portiques : **11.15 %**

Effort reprise par LES voiles : **88.85%**

• **Sens y-y :**

Effort reprise par les portiques : **5.19%**

Effort reprise par LES voiles : **94.81%**

• **Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessus, **la structure est contreventée par voile.**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2.
- Zone sismique : IIa.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de :

- La catégorie de site.
- Le facteur de correction d'amortissement « η ».
- La période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq \mathbf{2.5}$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : **meuble** (site3) **T₂= 0.5 second.**

η : Le facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ε (%) : Est le **pourcentage de l'amortissement critique** ; il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4.2 RPA/99)..... $\varepsilon(\%) = 10 \%$.

$\eta = 7.6 > 0.70$ **vérifier.**

T : La période fondamentale de la structure.

$T = C_T h_N^{3/4}$. (La formule empirique (4-6) du RPA.) En second.

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 31.28$ m.

C_T : coefficient, fonction du **système de contreventement**, du type de **remplissage** et donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

❖ Les valeurs de A, D, R, C_T et T sont données dans le tableau suivant :

| Paramètre | valeur | Article de RPA |
|-------------------------------|--------|----------------|
| Coefficient de zone A | 0.15 | Tableau 4.1 |
| Période caractéristique T_2 | 0.5 s | Tableau 4.7 |
| Coefficient C_T | 0.05 | Tableau 4.6 |
| Facteur d'amplification D | 1.579 | Formule 4.2 |
| Coefficient de comportement R | 4 | Tableau 4.3 |
| Facteur de qualité | 1.15 | Formule 4.4 |

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.7.

$W = G_T + 0.2 Q_T$ **Formule (4-5) du RPA**

$W = 37175.1$ KN.

➤ **Application numérique :**

$V_x = V_Y = 253.14$ T = 2531.4 KN.

❖ Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$\begin{cases} V_x = 245.217 \text{ KN} \\ V_y = 294.574 \text{ KN} \end{cases}$$

$V_{x \text{ dyn}} = 245.217 > 80\% V_x = 202.51 \text{ Ton} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$V_{y \text{ dyn}} = 294.574 > 80\% V_y = 202.51 \text{ Ton} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Conclusion :

$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \dots$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.

V-4 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par de modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale **90 %** au moins de la **masse totale** de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

| Mode | Période | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|-----------------|----------------|----------------|----|----------------|----------------|-------|
| 1 | 0.765968 | 69.7285 | 0 | 0 | 69.7285 | 0 | 0 |
| 2 | 0.529795 | 0 | 67.3638 | 0 | 69.7285 | 67.3638 | 0 |
| 3 | 0.380048 | 0.0004 | 0 | 0 | 69.7289 | 67.3638 | 0 |
| 4 | 0.204881 | 16.2896 | 0 | 0 | 86.0185 | 67.3638 | 0 |
| 5 | 0.121405 | 0 | 20.8177 | 0 | 86.0185 | 88.1815 | 0 |
| 6 | 0.090829 | 6.7861 | 0 | 0 | 92.8046 | 88.1815 | 0 |
| 7 | 0.087945 | 0.0769 | 0 | 0 | 92.8814 | 88.1815 | 0 |
| 8 | 0.054674 | 0 | 7.0398 | 0 | 92.8814 | 95.2213 | 0 |
| 9 | 0.052718 | 3.6659 | 0 | 0 | 96.5474 | 95.2213 | 0 |
| 10 | 0.039753 | 0.0117 | 0 | 0 | 96.5591 | 95.2213 | 0 |
| 11 | 0.035502 | 1.8869 | 0 | 0 | 98.4459 | 95.2213 | 0 |
| 12 | 0.034367 | 0 | 2.8748 | 0 | 98.4459 | 98.096 | 0 |

Tableau V-3 Participation massique.

Le mode fondamentale est un mode de **translation** suivant **X** avec une mobilisation de **69.72%** et une **translation** suivant **Y** avec une mobilisation de masse **67.36 %**.

La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment, d'où la condition de **RPA** est **vérifiée**.

V-5 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (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.

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x.$$

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y.$$

Avec: C_M : Le centre de masse.

C_R : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x.$$

| Story | Diaphragme | C_M | C_R | $C_M - C_R$ | 5 % L_x | Condition |
|---------|------------|--------|-------|-------------|-----------|-----------|
| STORY1 | D1 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY2 | D2 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY3 | D3 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY4 | D4 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY5 | D5 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY6 | D6 | 12.653 | 12.65 | 0.003 | 1.28 | vérifier |
| STORY7 | D7 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY8 | D8 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY9 | D9 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |
| STORY10 | D10 | 12.65 | 12.65 | 0 | 1.28 | vérifier |

Tableau V-4- Excentricité suivant x-x

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y.$$

| Story | Diaphragme | C_M | C_R | $C_M - C_R$ | 5 % L_y | Condition |
|---------|------------|--------|-------|-------------|-----------|-----------|
| STORY1 | D1 | 9.577 | 9.568 | 0.009 | 1.02 | vérifier |
| STORY2 | D2 | 10.127 | 9.635 | 0.492 | 1.02 | vérifier |
| STORY3 | D3 | 10.127 | 9.72 | 0.407 | 1.02 | vérifier |
| STORY4 | D4 | 10.119 | 9.793 | 0.326 | 1.02 | vérifier |
| STORY5 | D5 | 10.112 | 9.848 | 0.264 | 1.02 | vérifier |
| STORY6 | D6 | 10.104 | 9.893 | 0.211 | 1.02 | vérifier |
| STORY7 | D7 | 10.104 | 9.93 | 0.174 | 1.02 | vérifier |
| STORY8 | D8 | 10.098 | 9.956 | 0.142 | 1.02 | vérifier |
| STORY9 | D9 | 10.098 | 9.976 | 0.122 | 1.02 | vérifier |
| STORY10 | D10 | 10.055 | 9.99 | 0.065 | 1.02 | vérifier |

Tableau V-5 Excentricité suivant Y-Y

V-6 Déplacement relatives :

D'après le **RPA 99** (article **5.10**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 99})$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Suivant E_x :

| niveau | δ_{eK} (cm) | $\delta_K - \delta_{K-1}$ (cm) | δ relative (cm) | condition |
|--------|--------------------|--------------------------------|------------------------|-----------|
| 10 | 1.91 | 0.19 | 3.06 | vérifier |
| 9 | 1.72 | 0.22 | 3.06 | vérifier |
| 8 | 1.51 | 0.21 | 3.06 | vérifier |
| 7 | 1.3 | 0.23 | 3.06 | vérifier |
| 6 | 1.07 | 0.23 | 3.06 | vérifier |
| 5 | 0.84 | 0.23 | 3.06 | vérifier |
| 4 | 0.61 | 0.21 | 3.06 | vérifier |
| 3 | 0.4 | 0.18 | 3.06 | vérifier |
| 2 | 0.22 | 0.14 | 3.06 | vérifier |
| 1 | 0.08 | 0.08 | 3.74 | vérifier |

Suivant E_y :

| niveau | δ_{eK} (cm) | $\delta_{K+1} - \delta_K$ (cm) | δ relative (cm) | condition |
|--------|--------------------|--------------------------------|------------------------|-----------|
| 10 | 1.16 | 0.14 | 3.06 | vérifier |
| 9 | 1.02 | 0.15 | 3.06 | vérifier |
| 8 | 0.87 | 0.14 | 3.06 | vérifier |
| 7 | 0.73 | 0.14 | 3.06 | vérifier |
| 6 | 0.59 | 0.14 | 3.06 | vérifier |
| 5 | 0.45 | 0.13 | 3.06 | vérifier |
| 4 | 0.32 | 0.11 | 3.06 | vérifier |
| 3 | 0.21 | 0.10 | 3.06 | vérifier |
| 2 | 0.11 | 0.07 | 3.06 | vérifier |
| 1 | 0.04 | 0.04 | 3.74 | vérifier |

❖ **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient du comportement R lors de calcul des déplacements, car elle déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

V-7 Déplacement maximale :

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec : H_T : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant E_x :

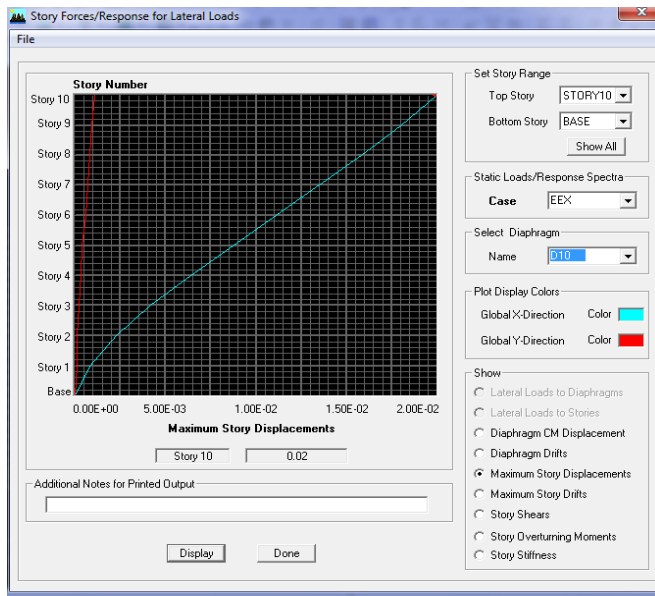


Figure V-2 Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{Max} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.88}{500} = 0.06376 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant E_y :

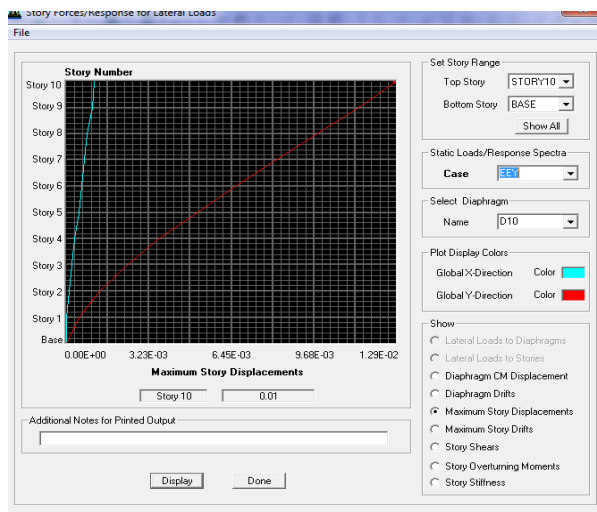


Figure V-3 Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\text{Max}} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.88}{500} = 0.06376 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet **P-Delta** est un effet non linéaire (**de second ordre**) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le **déplacement (Delta)**.

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignore** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P-Δ : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P-δ: Au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA99** version 2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être **négligés** dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux, **Si** :

$\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre **sont négligés**.

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$$

Avec : **P_K** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

H_K : Hauteur de l'étage 'K'.

| NIV | P (KN) | H_k (cm) | Sens X-X | | | | Sens Y-Y | | | |
|-----|---------|------------|-----------------------|------------|-----------------------|------------|--------------------|------------|-----------------------|------------|
| | | | Δ_{kx} (cm) | V_x (KN) | $P_k \times \Delta_k$ | θ_x | Δ_{ky} (cm) | V_y (KN) | $P_k \times \Delta_k$ | θ_y |
| 10 | 3659.3 | 306 | 0.19 | 535.5 | 695.267 | 0.0042 | 0.14 | 637.9 | 512.302 | 0.0026 |
| 9 | 7144.6 | 306 | 0.22 | 937.2 | 1571.812 | 0.0055 | 0.15 | 1147.6 | 1071.69 | 0.0031 |
| 8 | 10629.9 | 306 | 0.21 | 1259.7 | 2232.279 | 0.0058 | 0.14 | 1539.7 | 1488.186 | 0.0032 |
| 7 | 14234.6 | 306 | 0.23 | 1536.3 | 3273.958 | 0.0070 | 0.14 | 1867.7 | 1992.84 | 0.0035 |
| 6 | 17834.8 | 306 | 0.23 | 1775.7 | 4102.004 | 0.0075 | 0.14 | 2146.1 | 2496.87 | 0.0038 |
| 5 | 21439.5 | 306 | 0.23 | 1976.2 | 4931.085 | 0.0082 | 0.13 | 2379.5 | 2787.14 | 0.0038 |
| 4 | 25181.8 | 306 | 0.21 | 2144.1 | 5288.178 | 0.0081 | 0.11 | 2576.1 | 2770.00 | 0.0035 |
| 3 | 28924.2 | 306 | 0.18 | 2279.6 | 5206.356 | 0.0075 | 0.10 | 2734.9 | 2892.42 | 0.0035 |
| 2 | 32666.6 | 306 | 0.14 | 2379.9 | 4573.324 | 0.0063 | 0.07 | 2856.7 | 2286.66 | 0.0026 |
| 1 | 37175.1 | 374 | 0.08 | 2452.1 | 2974.008 | 0.0032 | 0.04 | 2945.7 | 1487.00 | 0.0013 |

❖ **Remarque:**

Puisque les coefficients $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

❖ **Conclusion :**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

VI-I POTEAUX**Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

- a- 1.35 G + 1.5 Q ELU
- b- G + Q ELS
- c- 0.8 G ± E RPA 2003
- d- G + Q ± E RPA 2003

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

| Situation | γ_b | f_{c28} (MPa) | f_{bu} (MPa) | F_e (MPa) | σ_s (MPa) |
|------------------------|------------|-----------------|----------------|-------------|------------------|
| Situation durable | 1.5 | 25 | 14.2 | 400 | 348 |
| Situation accidentelle | 1.15 | 25 | 18.48 | 400 | 400 |

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.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VI-I-1 Recommandation du RPA 2003 :**VI-I-1-1 : Les armatures longitudinales :**

➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

- **Pourcentage minimal :**

- Le pourcentage minimal sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal en **zone courante** sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en **zone de recouvrement** sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

VI-I-1-2 Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_c}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_t^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

VI-I-1-3 Calcul du ferraillage :

➤ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumis; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures soumis, soit à un effort de la traction ou à un effort de la compression, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} \geq N (d - c') - M_f \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

Avec : $g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ Si « N » étant un effort de compression
 $g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ Si « N » étant un effort de traction.

❖ **Détermination des armatures :**

➤ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si : $\mu_f \leq 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée ($A' = 0$)

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

➤ **Armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Si $\mu_f \geq 0.392 \Rightarrow$ Section doublement armée ($A' \neq 0$)

1- **Armatures en flexion simple :**

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma'_{st}}$$

$$A'_f = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_{st}} + A'_f \frac{\sigma'_{st}}{\sigma_{st}}$$

2- **Armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_f$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$$

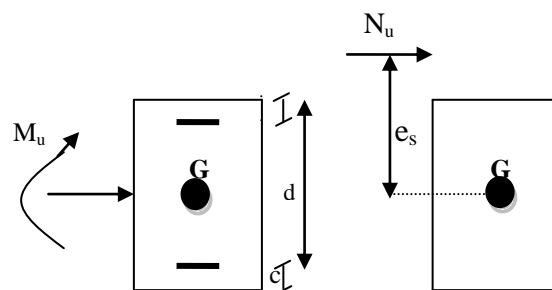


Figure VI-1 : Les moments exerçant sur les poteaux

➤ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} < N \times (d - c') - M_f \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire}$$

1^{er} cas :

Si : $N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow$ Section doublement armée (S.D.A).

$$A_1 = \frac{M_f (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad (\text{Comprimée})$$

$$A_s = \frac{N - (b \times h \times f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1 \quad (\text{Tendue})$$

Avec :

N_c : Effort normal de compression.

A_1 : Armatures comprimées.

A_s : Armatures tendues

2^{eme} cas :

Si : $N \times (d - c') - M_f \leq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow$ Section simplement armée (S.S.A).

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

➤ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_1 = \frac{N \cdot a}{\sigma_s (d - c')} \quad \text{Avec : } a = \frac{h}{2} - e_u - c$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} - A_1$$

• **Compression pure (Centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (\text{Excentricité nulle})$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

❖ **Longueur de flambement :**

l_f : Dépend de la nature des appuis.

$l_f = 0.7 l_0$ (encastrement).

l_0 : Longueur libre.

❖ **Rayon de giration:**

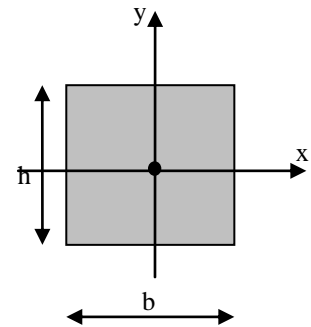
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie : $\frac{b \times h^3}{12}$ (plan // au petit côté).

B : Section du poteau : $B = h \times b$

Dans notre cas les poteaux sont carrés ($b = h$) donc :

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$



❖ **Calcul de l'élancement géométrique λ :**

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

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{L'état limite de stabilité de forme.}$$

❖ **Calcul des armatures:**

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation de l'aire obtenue en réduisant de la section droite du poteau 1cm de toute sa périphérie.

$$A_s = \max (A_{s1} ; A_{s2})$$

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

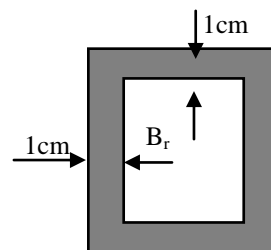


Figure VI-2 : La section étudiée dans le poteau

- Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours « α » doit être divisé par 1.1
- Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

VI-I-2 Vérifications à l'ELS :

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec :

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : L'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right]; \quad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 : \text{Moment d'inertie de la section homogène } I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

➤ **S.E.C :**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa .$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_2}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa .$$

➤ **S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre:

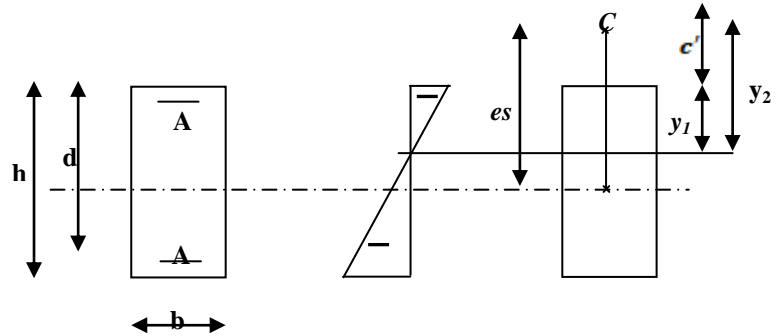
$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_1^2 : \text{ est déterminé par l'équation suivante : } y_1^2 = py_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c-c') + \frac{90.A(d-c)}{b}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-c') + \frac{90.A(d-c)^2}{b}$$



Avec :

C : Centre de pression.

y_2 : Distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression.

P,q : Coefficient données par les différentes sections.

y_1 : Distance entre l'axe neutre l'ELS et la fibre la plus comprimée.

C_1 : Distance entre le centre de pression l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_1' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad ; \quad y_2' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \quad ; \quad y_3' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A \times (d - Y_{SER}) + A' \times (Y_{er} - c')^2 \right]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si : $\sigma_s \geq 0$

VI-I-3 Les sollicitations dans les poteaux :

Les différentes sollicitations sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

| Niveau | comb | N_{max} (t) | M_2 (t.m) | M_3 (t.m) | M_2^{max} (t.m) | N_{cor} (t) | M_3^{max} (t.m) | N_{corr} (t) |
|-----------------------------------|-------|---------------|-------------|-------------|-------------------|---------------|-------------------|----------------|
| RDC (40×40) | ELU | -148.66 | 2.070 | 0.211 | 2.429 | -127.82 | 0.290 | -127.820 |
| | GQE | -127.82 | 2.429 | 0.290 | | | | |
| | 0.8GE | -113.16 | 1.808 | 0.248 | | | | |
| 1 ^{er} étage (40×40) | ELU | -128.56 | 2.528 | 0.151 | 2.666 | -100.02 | 0.941 | -100.020 |
| | GQE | -100.02 | 2.666 | 0.941 | | | | |
| | 0.8GE | -89.80 | 1.945 | 0.167 | | | | |
| 2 ^{ème} étage (40×40) | ELU | -112.07 | 1.567 | 0.054 | 2.510 | -87.50 | 0.298 | -87.500 |
| | GQE | -87.50 | 2.510 | 0.298 | | | | |
| | 0.8GE | -72.28 | 2.263 | 0.250 | | | | |
| 3 ^{ème} étage (40×40) | ELU | -96.26 | 1.963 | 0.049 | 3.065 | -75.34 | 0.408 | -75.340 |
| | GQE | -75.34 | 3.065 | 0.408 | | | | |
| | 0.8GE | -56.70 | 2.748 | 0.338 | | | | |
| 4 ^{ème} étage (35×35) | ELU | -80.91 | 1.548 | 0.015 | 2.431 | -63.43 | 0.347 | -63.430 |
| | GQE | -63.43 | 2.431 | 0.347 | | | | |
| | 0.8GE | -43.83 | 2.172 | 0.284 | | | | |
| 5 ^{ème} étage (35×35) | ELU | -66.43 | 1.682 | 0.006 | 2.911 | -52.12 | 0.446 | -52.120 |
| | GQE | -52.12 | 2.911 | 0.446 | | | | |
| | 0.8GE | -36.11 | 2.582 | 0.362 | | | | |
| 6 ^{ème} étage (35×35) | ELU | -52.62 | 2.006 | 0.006 | 3.136 | -41.23 | 0.515 | -41.230 |
| | GQE | -41.230 | 3.136 | 0.515 | | | | |
| | 0.8GE | -28.670 | 2.771 | 0.135 | | | | |
| 7 ^{ème} étage (30×30) | ELU | -39.140 | 1.373 | 0.017 | 2.109 | -30.500 | 0.350 | -30.500 |
| | GQE | -30.500 | 2.109 | 0.350 | | | | |
| | 0.8GE | -21.330 | 1.842 | 0.279 | | | | |
| 8 ^{ème} étage (30×30) | ELU | -26.860 | 1.459 | 0.015 | 2.374 | -20.17 | 0.324 | -14.310 |
| | GQE | -20.170 | 2.374 | 0.003 | | | | |
| | 0.8GE | -14.310 | 2.054 | 0.324 | | | | |
| 9 ^{ème} étage (30×30) | ELU | -15.280 | 2.048 | 0.413 | 2.572 | -11.63 | 0.450 | -11.630 |
| | GQE | -11.630 | 2.572 | 0.450 | | | | |
| | 0.8GE | -8.280 | 2.209 | 0.355 | | | | |

VI-I-4 Calcul du ferrailage des poteaux**VI-I-4-1 Exemple de calcul**

❖ Sens transversal (Selon le moment M_2) :

RDC (40*40) :

$$N_{\max} = -1486.60 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 20.70 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -1131.60 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 18.08 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -1278.20 \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 24.29 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Pour le N_{\max} et M_{corr}

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20.70}{1486.60} \times 10^2 = 1.392 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{enrobage} = 2 \text{ cm}$$

$$e = 1.392 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 18 \text{ cm}$$

➤ **Le calcul de :** $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et : } d = h - c = 0.4 - 0.02 = 0.38 \text{ m}$$

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = 20.70 + 1486.60 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.02 \right) = 288.288 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1486.6 - 288.288 = 246.888 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 728.858 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 246.888 \text{ KN.m} < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 728.858 \text{ KN.m}$$

\(\Rightarrow\) SEC

➤ Vérification de l'équation suivante:

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.4 - 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 408.96 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1486.6 - 288.288 = 246.888 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 246.888 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 408.96 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{SSA}$$

➤ Calcul des armatures:

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N \times (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1486.6 \times (0.38 - 0.02) - 288.288}{0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}} = 0.78$$

$$A_1 = \frac{1486.6 - 0.78 \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{34.8 \times 10^3} = -0.0082$$

$$\Leftrightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

❖ Sens longitudinal (Selon le moment M_3) :

RDC (40*40) :

$$N_{\max} = -1486.60 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 2.11 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -1131.60 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -1278.20 \text{ KN} \Rightarrow M_{\max} = 2.90 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Pour le N_{\max} et M_{corr}

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.11}{1486.60} \times 10^2 = 0.142 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{enrobage} = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.142 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 18 \text{ cm}$$

➤ **Le calcul de :** $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\text{Et : } d = h - c = 0.4 - 0.02 = 0.38 \text{ m}$$

$$M_f = 2.11 + 1486.60 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.02\right) = 269.698 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1486.6 - 269.698 = 265.478 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 728.858 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 265.478 \text{ m} < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 728.858 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow **SEC**

➤ **Vérification de l'équation suivante:**

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.4 - 0.02) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 408.96 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1486.6 - 269.698 = 265.478 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 265.478 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 408.96 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{SSA}$$

➤ **Calcul des armatures:**

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N \times (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1486.6 \times (0.38 - 0.02) - 269.698}{0.4 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}} = 0.80$$

$$A_1 = \frac{1486.6 - 0.80 \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{34.8 \times 10^3} = -0.0095$$

$$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

Remarque :

D'après le calcul des armatures dans les deux sens on a trouvée que $A_1 = A_s = 0$ donc on conclut que c'est la section du RPA qui passe.

La section du RPA est donnée par la formule suivante: $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$.

VI-I-4-2 Poteaux transversaux sens (x-x) :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

| Niveaux | Section | Sollicitation | N (KN) | M (KN,m) | e (cm) | (h/2)-c | M _f (KN,m) | Nature | Obs | A _{sup} (cm ²) | A _{inf} (cm ²) | A _{min} (RPA) (cm ²) | Choix (As) | Section adopté (cm ²) |
|--------------------------|----------------|--------------------------------------|----------|----------|--------|---------|-----------------------|--------|-----|-------------------------------------|-------------------------------------|---|-------------|-----------------------------------|
| I | (40×40) | N _{max} -M _{corr} | -1486.60 | 20.70 | 1.392 | 18.00 | 288.29 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 12.80 | 4HA16+4HA14 | 14.19 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -1131.6 | 18.08 | 1.598 | 18.00 | 221.77 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -1278.20 | 24.29 | 1.900 | 18.00 | 254.37 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| II ; III ; IV | (40×40) | N _{max} -M _{corr} | -1285.60 | 25.28 | 1.966 | 18.00 | 256.69 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 12.80 | 4HA16+4HA14 | 14.19 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -567.00 | 27.48 | 4.846 | 18.00 | 129.54 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -753.40 | 30.65 | 4.068 | 18.00 | 166.26 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| V ; VI ; VII | (35×35) | N _{max} -M _{corr} | -809.10 | 15.48 | 1.913 | 15.50 | 140.89 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 9.80 | 4HA14+4HA12 | 10.68 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -286.70 | 27.71 | 9.665 | 15.50 | 72.15 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -412.30 | 31.36 | 7.607 | 15.50 | 95.27 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| VIII ; IX ; X | (30×30) | N _{max} -M _{corr} | -391.40 | 13.71 | 3.508 | 13.00 | 64.61 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 7.20 | 8HA12 | 9.05 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -82.80 | 22.09 | 26.679 | 13.00 | 32.85 | SPC | SSA | 0.00 | 1.48 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -116.30 | 25.72 | 22.115 | 13.00 | 40.84 | SPC | SSA | 0.00 | 1.40 | | | |

VI-I-4-3 Poteaux longitudinaux sens (y-y) :

| Niveaux | Section | Sollicitation | N (KN) | M (KN,m) | e (cm) | (h/2)-c | M _f (KN,m) | Nature | Obs | A _{Sup} (cm ²) | A _{inf} (cm ²) | A _{min} (RPA) (cm ²) | Choix (As) | Section adopté (cm ²) |
|---------------|---------|--------------------------------------|----------|----------|--------|---------|-----------------------|--------|-----|-------------------------------------|-------------------------------------|---|-------------|-----------------------------------|
| I | (40×40) | N _{max} -M _{corr} | -1486.60 | 2.11 | 0.142 | 18.00 | 269.70 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 12.80 | 4HA16+4HA14 | 14.19 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -1131.60 | 2.48 | 0.219 | 18.00 | 206.17 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -1278.2 | 2.90 | 0.227 | 18.00 | 232.98 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| II ; III ; IV | (40×40) | N _{max} -M _{corr} | -1285.60 | 1.51 | 0.117 | 18.00 | 232.92 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 12.80 | 4HA16+4HA14 | 14.19 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -567.00 | 3.38 | 0.596 | 18.00 | 105.44 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -1000.20 | 9.41 | 0.941 | 18.00 | 189.45 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| V ; VI ; VII | (35×35) | N _{max} -M _{corr} | -809.10 | 0.15 | 0.018 | 15.50 | 125.56 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 9.80 | 4HA14+4HA12 | 10.68 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -286.70 | 1.35 | 0.471 | 15.50 | 45.79 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -412.30 | 5.15 | 1.249 | 15.50 | 69.06 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| VIII ; IX ; X | (30×30) | N _{max} -M _{corr} | -391.40 | 0.17 | 0.043 | 13.00 | 51.05 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | 7.20 | 8HA12 | 9.05 |
| | | N _{min} - M _{corr} | -82.80 | 3.55 | 4.287 | 13.00 | 14.31 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |
| | | N _{corr} -M _{max} | -116.30 | 4.50 | 3.896 | 13.00 | 19.62 | SEC | SSA | 0.00 | 0.00 | | | |

VI-I-5 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement de :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

VI-I-5-1 Diamètre des aciers :

D'après le **BAEL 91** le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Soit : $\Phi_t = 8mm$

Avec : Φ_l^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

VI-I-5-2 Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement " S_t " des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1.2; 15cm) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : Φ_l^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

VI-I-5-3 Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99/ 2003)

❖ Pour les HA16 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA14 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA12 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

VI-I-5-4 La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$f_e = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}}$$

Avec :

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

Φ : Diamètre maximale des armatures.

➤ Pour les HA16 : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

➤ Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

➤ Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$ **VI-I-5-5 Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC = 3.74 m

$$l_f = 0.7 \times 3.74 = 2.618 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.618}{0.4} = 6.545$$

Avec :

b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$\lambda_g = 6.545 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 Et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max \{ 55.67, 40, 40, 60 \text{ cm} \}$$

Donc : $\hat{h} = 60 \text{ cm}$

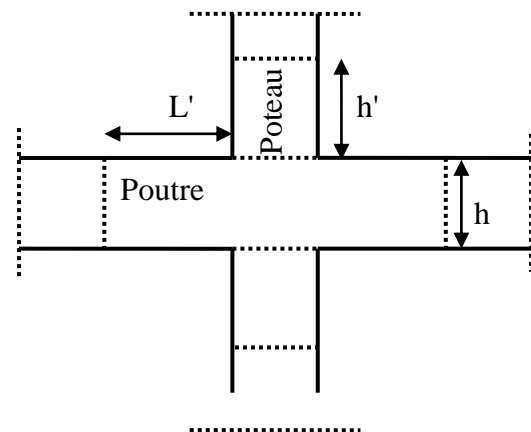


Figure VI-3: Délimitation de la zone nodale

VI-I-5-6 Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2 RPA99/ 2003)**❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu}$$

Selon **RPA99** : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6.545 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$

$$\Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

❖ Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t$$

➤ Pour les poteaux du RDC (40×40) :

- **Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 16.20 \times 10}{0.4 \times 400} \times 0.10 = 0.253 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.20 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38} = 0.107 \text{ MPa}$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous :

| Niveaux | V _u (KN) | λ _g | ρ _a | h (cm) | ρ _b | A _t (cm ²) | A _{ad} | S _t | τ _b (MPa) | τ̄ _{bu} (MPa) | Observation |
|------------------|------------------------|----------------|----------------|-----------|----------------|--------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-------------------------|---------------------------|-------------|
| I | 16.20 | 6.545 | 2.5 | 30 | 0.075 | 0.253 | 4HA8 = 2.01 cm ² | Zone nodale : S _t = 10 cm | 0.107 | 1.875 | Vérifiée |
| II ; III ; IV | 36.70 | 6.545 | 2.5 | 35 | 0.075 | 0.573 | | | 0.241 | 1.875 | Vérifiée |
| V ; VI ; VII | 35.20 | 6.120 | 2.5 | 40 | 0.075 | 0.628 | | | 0.305 | 1.875 | Vérifiée |
| VIII;IX ; X | 26.00 | 7.140 | 2.5 | 40 | 0.075 | 0.542 | | | 0.309 | 1.875 | Vérifiée |

• Zone courante S_t = 15 cm

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 16.20 \times 10}{0.4 \times 400} \times 0.15 = 0.380 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous :

| Niveaux | V _u (KN) | λ _g | ρ _a | h (cm) | ρ _b | A _t (cm ²) | A _{ad} | S _t | τ _b (MPa) | τ̄ _{bu} (MPa) | Observation |
|------------------|------------------------|----------------|----------------|-----------|----------------|--------------------------------------|-----------------------------|--|-------------------------|---------------------------|-------------|
| I | 16.20 | 6.545 | 2.5 | 30 | 0.075 | 0.380 | 4HA8 = 2.01 cm ² | Zone courante : S _t = 15 cm | 0.107 | 1.875 | Vérifiée |
| II ; III ; IV | 36.70 | 6.545 | 2.5 | 35 | 0.075 | 0.860 | | | 0.241 | 1.875 | Vérifiée |
| V ; VI ; VII | 35.20 | 6.120 | 2.5 | 40 | 0.075 | 0.943 | | | 0.305 | 1.875 | Vérifiée |
| VIII;IX ; X | 26.00 | 7.140 | 2.5 | 40 | 0.075 | 0.812 | | | 0.309 | 1.875 | Vérifiée |

VI-I-6 Vérification à l'ELS:

VI-I-6-1 Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC:

❖ **Poteaux longitudinaux :**

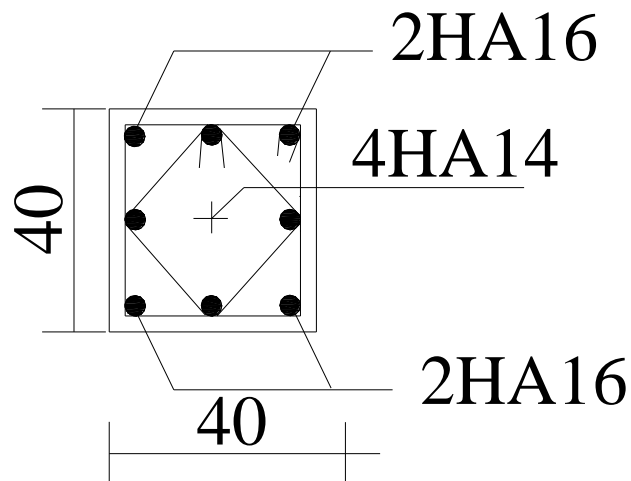
| Niveaux | Section | Sollicitation | N _s (KN) | M _s (KN.m) | e (cm) | h/6 (cm) | Nature | σ _{bsup} (MPa) | σ _{binf} (MPa) | σ _{sup} (MPa) | σ _{sinf} (MPa) | σ̄ _b (MPa) | σ̄ _s (MPa) | Observation |
|------------------|---------|--------------------------------------|------------------------|--------------------------|-----------|-------------|--------|----------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|
| I | (40x40) | N _{max} -M _{corr} | -1079.40 | 1.15 | 0.106 | 6.67 | SEC | 5.90 | 5.80 | 89.00 | 86.90 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{min} - M _{corr} | -1079.40 | 1.15 | 0.106 | 6.67 | SEC | 5.90 | 5.80 | 89.00 | 86.90 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{corr} -M _{max} | -1079.40 | 1.15 | 0.106 | 6.67 | SEC | 5.90 | 5.80 | 89.00 | 86.90 | 15 | 348 | vérifiée |
| II ; III ; IV | (40x40) | N _{max} -M _{corr} | -934.80 | 1.08 | 0.116 | 6.67 | SEC | 5.10 | 5.20 | 76.60 | 78.20 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{min} - M _{corr} | -700.00 | 0.36 | 0.051 | 6.67 | SEC | 3.70 | 4.00 | 55.40 | 59.50 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{corr} -M _{max} | -934.80 | 1.08 | 0.116 | 6.67 | SEC | 5.10 | 5.20 | 76.60 | 78.20 | 15 | 348 | vérifiée |
| V ; VI ; VII | (35x35) | N _{max} -M _{corr} | -588.40 | 0.11 | 0.019 | 5.83 | SEC | 4.10 | 4.40 | 61.60 | 65.90 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{min} - M _{corr} | -378.20 | 0.04 | 0.011 | 5.83 | SEC | 2.60 | 2.80 | 39.60 | 42.40 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{corr} -M _{max} | -378.20 | 0.04 | 0.011 | 5.83 | SEC | 2.60 | 2.80 | 39.60 | 42.40 | 15 | 348 | vérifiée |
| VIII ; IX ; X | (30x30) | N _{max} -M _{corr} | -285.00 | 0.12 | 0.042 | 5.00 | SEC | 2.80 | 2.70 | 41.50 | 41.00 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{min} - M _{corr} | -111.60 | 3.01 | 2.697 | 5.00 | SEC | 1.60 | 0.60 | 22.70 | 9.70 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | N _{corr} -M _{max} | -111.60 | 3.01 | 2.697 | 5.00 | SEC | 1.60 | 0.60 | 22.70 | 9.70 | 15 | 348 | vérifiée |

❖ Poteaux transversaux :

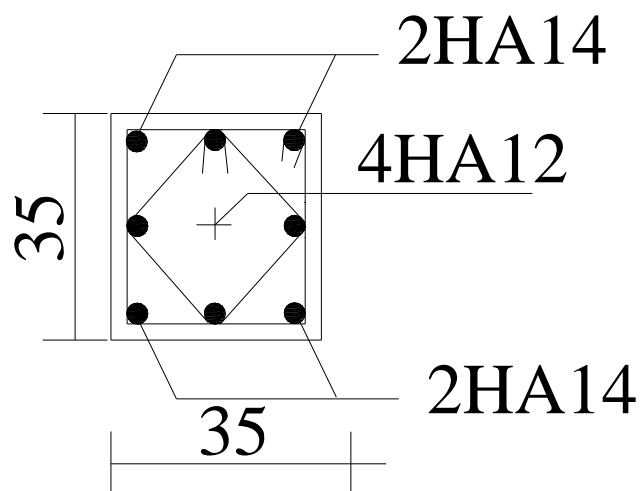
| Niveaux | Section | Sollicitation | N_s (KN) | M_s (KN.m) | e (cm) | h/6 (cm) | Nature | σ_{bsup} (MPa) | σ_{binf} (MPa) | σ_{ssup} (MPa) | σ_{sinf} (MPa) | $\bar{\sigma}_b$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Observation |
|------------------|---------|--------------------|---------------|-----------------|-----------|-------------|--------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------|
| I | (40x40) | $N_{max}-M_{corr}$ | -1079.40 | 14.88 | 1.378 | 6.67 | SEC | 6.90 | 4.80 | 101.70 | 74.20 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{min}-M_{corr}$ | -1079.40 | 14.88 | 1.378 | 6.67 | SEC | 6.90 | 4.80 | 101.70 | 74.20 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{corr}-M_{max}$ | -1079.40 | 14.88 | 1.378 | 6.67 | SEC | 6.90 | 4.80 | 101.70 | 74.20 | 15 | 348 | vérifiée |
| II ; III ; IV | (40x40) | $N_{max}-M_{corr}$ | -934.80 | 18.21 | 1.948 | 6.67 | SEC | 6.20 | 4.00 | 92.00 | 62.20 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{min}-M_{corr}$ | -700.00 | 14.25 | 2.036 | 6.67 | SEC | 4.70 | 3.00 | 69.50 | 46.00 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{corr}-M_{max}$ | -934.80 | 18.21 | 1.948 | 6.67 | SEC | 6.20 | 4.00 | 92.00 | 62.20 | 15 | 348 | vérifiée |
| V ; VI ; VII | (35x35) | $N_{max}-M_{corr}$ | -588.40 | 11.24 | 1.910 | 5.83 | SEC | 5.30 | 3.20 | 77.20 | 49.80 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{min}-M_{corr}$ | -378.20 | 14.57 | 3.852 | 5.83 | SEC | 4.20 | 1.30 | 59.90 | 21.40 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{corr}-M_{max}$ | -378.20 | 14.57 | 3.852 | 5.83 | SEC | 4.20 | 1.30 | 59.90 | 21.40 | 15 | 348 | vérifiée |
| VIII ; IX ; X | (30x30) | $N_{max}-M_{corr}$ | -285.00 | 9.98 | 3.502 | 5.00 | SEC | 4.40 | 1.10 | 62.80 | 19.80 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{min}-M_{corr}$ | -111.60 | 14.91 | 13.36 | 5.00 | SPC | 4.00 | 0.00 | 53.20 | 37.00 | 15 | 348 | vérifiée |
| | | $N_{corr}-M_{max}$ | -111.60 | 14.91 | 13.36 | 5.00 | SPC | 4.00 | 0.00 | 53.20 | 37.00 | 15 | 348 | vérifiée |

Conclusion :➤ **Poteaux (40×40) cm² :**

La section totale est de $4\text{HA16} + 4\text{HA14} = 14.19\text{cm}^2 > A_{s\text{min}} = 12.80\text{ cm}^2$.

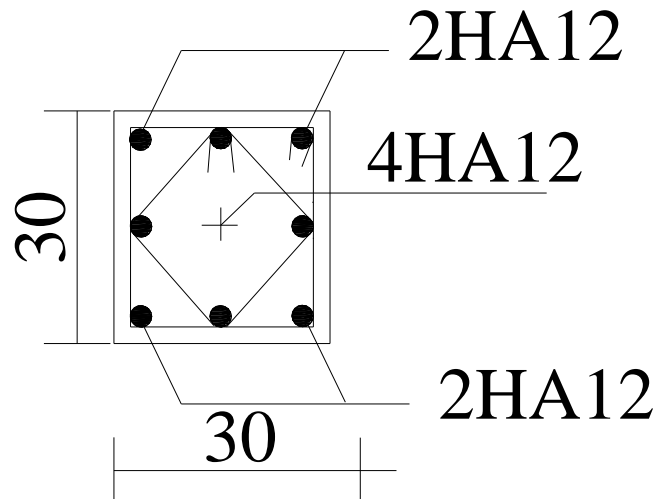
➤ **Poteaux (35×35) cm² :**

La section totale est de $4\text{HA14} + 4\text{HA12} = 10.68\text{cm}^2 > A_{s\text{min}} = 9.80\text{ cm}^2$.



➤ Poteaux (30×30) cm² :

La section totale est de $8HA12 = 9.05\text{cm}^2 > A_{s\min} = 7.20\text{ cm}^2$.



VI-I-6-2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

VI-II POUTRES

Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables on considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

| Situation | γ_b | f_{c28} (MPa) | f_{bu} (MPa) | f_e (MPa) | σ_s (MPa) |
|------------------------|------------|-----------------|----------------|-------------|------------------|
| Situation durable | 1.5 | 25 | 14.2 | 400 | 348 |
| Situation accidentelle | 1.15 | 25 | 18.48 | 400 | 400 |

➤ **Les combinaisons de calcul :**

- **1.35G+1.5Q** (ELU).
- **G +Q** (ELS).
- **G +Q±E** (RPA 99 réviser 2003).
- **0.8G ± E** (RPA 99 réviser 2003).

VI-II-1 Recommandation de RPA version 2003 :

❖ **Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est **0.5%** en toute section :

Poutres principales PP : $A_{min} = 5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS : $A_{min} = 4.375 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- la longueur de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

➤ **Poutres principales pp :**

- Zone courante : $A_{\max} = 40 \text{ cm}^2$.
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 60 \text{ cm}^2$.

➤ **Poutre secondaire Ps :**

- Zone courante : $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$.
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

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 :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinal, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit des aciers comprimés.

Les premiers armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-II-2 Etapes de calcul de ferraillage :

❖ **Calcul du moment réduit (μ):**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Pour les Fe400

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ **Section simplement armée.**

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée.**

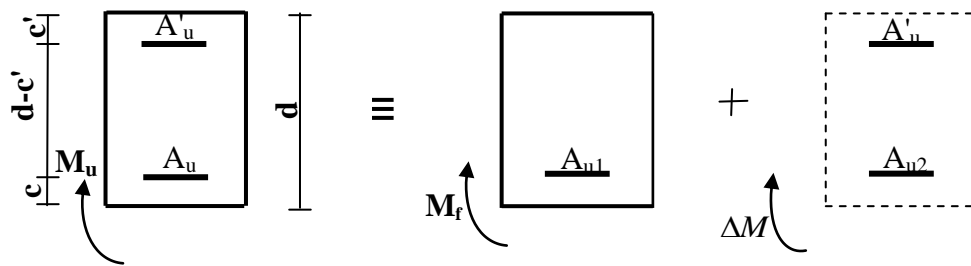
➤ Section sans armatures comprimées ($A'_u = 0$)

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$

➤ Section avec armatures comprimées ($A'_u \neq 0$)

$\mu_b > \mu_l = 0.392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



A_u : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_u : La section supérieure la plus comprimée.

$M_u = M_f + \Delta M$

$M_f = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$ et $\Delta M = M_u - M_f$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_u = A_{u1} + A_{u2} = \frac{M_f}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \\ A'_u = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

VI-II-3 Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travée puis on adopte leur section de ferrailage.

VI-II-3-1 Etude des poutres principales PP:

❖ Ferraillage en travée :

| Ferraillage en travées des poutres transversales (PP) à l'ELU (25×40) | | | | | | | | |
|---|----------------------|-------|-----|---------|-----------------------------|---------------------------------|-------------|------------------------------------|
| Niveaux | M_{max} (KN.cm) | μ | Obs | β | A_s (cm ²) | A_{min} (cm ²) | Ferraillage | A adoptée (cm ²) |
| X | 3773 | 0.074 | SSA | 0.962 | 2.97 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| IX | 3620 | 0.071 | SSA | 0.963 | 2.84 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| VIII | 3575 | 0.070 | SSA | 0.964 | 2.80 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| VII | 3496 | 0.068 | SSA | 0.965 | 2.74 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| VI | 3430 | 0.067 | SSA | 0.967 | 2.68 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| V | 3360 | 0.066 | SSA | 0.966 | 2.63 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| IV | 3259 | 0.064 | SSA | 0.967 | 2.55 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| III | 3192 | 0.062 | SSA | 0.968 | 2.49 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| II | 3137 | 0.061 | SSA | 0.969 | 2.45 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |
| I | 3637 | 0.071 | SSA | 0.964 | 2.85 | 5 | 3HA12+2HA12 | 5.65 |

Tableau VI-II-1: Ferraillage des poutres principales en travée.

❖ Ferraillage aux appuis :

| Ferraillage aux appuis des poutres transversales (PP) (25×40) | | | | | | | | |
|---|----------------------|-------|-----|---------|-----------------------------|---------------------------------|-------------|------------------------------------|
| Niveaux | M_{max} (KN.cm) | μ | Obs | β | A_u (cm ²) | A_{min} (cm ²) | Ferraillage | A adoptée (cm ²) |
| X | 7768 | 0.116 | SSA | 0.938 | 6.26 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| IX | 8023 | 0.120 | SSA | 0.936 | 6.48 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| VIII | 7927 | 0.119 | SSA | 0.937 | 6.40 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| VII | 7631 | 0.114 | SSA | 0.939 | 6.15 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| VI | 7497 | 0.112 | SSA | 0.94 | 6.03 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| V | 7179 | 0.108 | SSA | 0.943 | 5.76 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| IV | 6562 | 0.098 | SSA | 0.948 | 5.23 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| III | 6119 | 0.092 | SSA | 0.952 | 4.86 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| II | 5467 | 0.082 | SSA | 0.957 | 4.32 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| I | 5037 | 0.076 | SSA | 0.96 | 3.97 | 5 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |

Tableau VI-II-2: Ferraillage des poutres principales aux appuis

Conclusion :

Les poutres principales seront ferraillées comme suit :

- **1^{ère} niveau au 10^{ème} niveau :**

En travées : 3HA12 + 2HA12.

En appuis: 3HA12 +3HA12.

❖ Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :

- **condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \times d \times f_t \times 28}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Exigences du RPA pour les aciers transversaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers transversaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

La section minimale adoptée est égale $3 \text{ HA12} + 2\text{HA12} + 3\text{HA12} + 3\text{HA12} = 12.43 \text{ cm}^2$, elle est **supérieure** aux **sections minimales** exigées par les règlements.

VI-II-3-2 Etudes des poutres secondaires PS:

❖ Ferrailage en travée :

| Ferrailage en travées des poutres longitudinales à l'ELU (PS) (25×35) | | | | | | | | |
|---|----------------------|-------|-----|---------|-----------------------------|---------------------------------|------------|-------------------------------------|
| Niveaux | M_{max} (KN.cm) | μ | Obs | β | A_u (cm ²) | A_{min} (cm ²) | Ferrailage | $A_{adoptée}$ (cm ²) |
| X | 2209 | 0.057 | SSA | 0.971 | 1.98 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| IX | 2646 | 0.068 | SSA | 0.965 | 2.39 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| VIII | 2332 | 0.060 | SSA | 0.966 | 2.10 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| VII | 2472 | 0.064 | SSA | 0.967 | 2.23 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| VI | 2565 | 0.066 | SSA | 0.966 | 2.31 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| V | 2145 | 0.055 | SSA | 0.972 | 1.92 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| IV | 1938 | 0.050 | SSA | 0.974 | 1.73 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| III | 1722 | 0.045 | SSA | 0.976 | 1.54 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| II | 1198 | 0.031 | SSA | 0.984 | 1.06 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |
| I | 832 | 0.022 | SSA | 0.989 | 0.73 | 4.375 | 3HA14 | 4.62 |

Tableau VI-II-3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée

❖ Ferrailage aux appuis :

| Ferrailage aux appuis des poutres longitudinales (25×35) | | | | | | | | |
|--|----------------------|-------|-----|---------|-----------------------------|---------------------------------|-------------|---------------|
| Niveaux | M_{max} (KN.cm) | μ | Obs | β | A_u (cm ²) | A_{min} (cm ²) | Ferrailage | A_u adoptée |
| X | 5485 | 0.109 | SSA | 0.943 | 4.41 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| IX | 6567 | 0.131 | SSA | 0.930 | 5.35 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| VIII | 6515 | 0.129 | SSA | 0.931 | 5.30 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| VII | 6917 | 0.137 | SSA | 0.927 | 5.65 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| VI | 7261 | 0.144 | SSA | 0.922 | 5.97 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| V | 7074 | 0.141 | SSA | 0.924 | 5.80 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| IV | 6732 | 0.134 | SSA | 0.928 | 5.50 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| III | 6236 | 0.124 | SSA | 0.934 | 5.06 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| II | 5099 | 0.101 | SSA | 0.947 | 4.08 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |
| I | 3276 | 0.065 | SSA | 0.967 | 2.56 | 4.375 | 3HA12+3HA12 | 6.78 |

Tableau VI-II-4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

- **1^{ère} niveau au 10^{ème} niveau :**

En travée : 3HA14.

En appui : 3HA12 + 3HA12.

❖ Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires :

- **condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min}.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

La section minimale adoptée est égale à **11.40 cm²**, elle est supérieure aux sections minimales exigées par les règlements.

VI-II-4 Vérification à l'ELU :**❖ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles : (BAEL91.art A.5.1)**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

Avec : T_U^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ **Poutres principales PP :**

$$\tau_u = \frac{96.6 \times 10^3}{250 \times 380} = 1.02 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$\tau_u = \frac{43.9 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.532 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

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

➤ **Poutres principales PP:** $\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres secondaires PS :** $\tau_u = 0.532 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91 art 5.1.32) :**

$$T_u \leq \bar{T}_U = 0.4 \times \left(\frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

• **Poutre principale :**

$$T_u = 96.6 \text{ KN} < \bar{T}_U = 0.4 \left(\frac{0.9 \times 38 \times 25 \times 2.5}{1.5} \right) = 570 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$T_u = 43.9 \text{ KN} < \bar{T}_U = 0.4 \left(\frac{0.9 \times 33 \times 25 \times 2.5}{1.5} \right) = 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

➤ **Appuis de rive : (Art A5.1.312 / BAEL91)**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui côté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

- **Poutres principales PP :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{96.6}{34.8} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3HA12 + 2HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poutres secondaires PS**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{43.9}{34.8} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaires : (Art A 5.1, 32 / BAEL9) :**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 V_u \times d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appui (cote travée) et y ancrer une section **d'armatures supérieur** à :

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

$$\text{Si : } \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire.}$$

- **Poutres principales PP :**

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(96.6 - \frac{8023}{0.9 \times 38} \right) = -137.99 \text{ cm}^2 < 0$$

- **Poutres secondaires PS :**

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(43.9 - \frac{7261}{0.9 \times 33} \right) = -200.58 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.1.3)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

D'où U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérence.

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

➤ **Poutres principales PP** : 3HA12+2HA12 $\Rightarrow \sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{96.6 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 188.4} = 1.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

➤ **Poutres secondaires PS** : 3HA14 $\Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.19 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{43.9 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.9} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

❖ **Longueur de scellement droit des barres** : (art A.6.1.23/BAEL 91)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir

un bon ancrage droit. $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

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

- Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$

- Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet (L_c) est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers **H.A.**

- Pour les HA12 : $l_s = 17.00$ cm.
- Pour les HA14 : $l_s = 20.00$ cm.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Poutres principales PP:**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens transversal.

$$\Phi_t \leq \text{Min} (11.43 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 25 \text{ mm}) = \mathbf{11.43 \text{ mm.}}$$

Soit : $\Phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$.

➤ **Poutres secondaires PS :**

Le diamètre des armatures longitudinales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \text{Min} (10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 25 \text{ mm}) = \mathbf{10 \text{ mm.}}$$

Soit : $\Phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$.

❖ **Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)**

$$S_{t \text{ max}} \leq \text{min} (0.9 \times d, 40 \text{ cm})$$

➤ **Poutres principales PP:** $S_{t \text{ max}} \leq \text{min} (34.2, 40 \text{ cm}) = \mathbf{34.2 \text{ cm.}}$

➤ **Poutres secondaires PS :** $S_{t \text{ max}} \leq \text{min} (29.7, 40 \text{ cm}) = \mathbf{29.7 \text{ cm.}}$

❖ **Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante:**

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \times 0.9 \times f_e}{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times \gamma_{st}} \quad (\text{Art. A.5.1, 232 / BAEL91}).$$

➤ **Poutres principales PP:**

$$S_t \leq \frac{1.01 \times 0.9 \times 400}{(1.02 - 0.3 \times 2.1) \times 25 \times 1.15} = 64.54 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$S_t \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(0.532 - 0.3 \times 2.1) \times 25 \times 1.15} = 256.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

➤ **Poutres principales PP:**

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}, 12 \times 1.2 \right\} = \min \{10; 14.4\} = 10 \text{ cm}$$

On opte $S_{tmax} = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On opte $S_{tmax} = 15 \text{ cm}$

➤ **Poutres secondaire PS:**

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \times 1.4 \right\} = \min \{8.75; 16.8\} = 8.75 \text{ cm}$$

On opte $S_{tmax} = 8 \text{ cm}$

• **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On opte $S_{tmax} = 15 \text{ cm}$

❖ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$; on prend (**1cadre + 1étrier**).

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

VI-II-5 Vérification à L'ELS :

❖ Vis-à-vis de la durabilité de la structure:

➤ État limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximum du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

β_1 et K_1 : sont obtenues à l'aide du coefficient ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats sont motionnées dans les tableaux ci-dessous :

❖ Poutres principales :

| Vérification de la contrainte de compression du béton en travée des PP | | | | | | | | | |
|--|----------------|-----------------------------|--------|---------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|-------------|
| Niveau | M_s KN.cm | A_u en cm ² | ρ | β | K_1 | σ_s en KN/cm ² | σ_{bc} KN/cm ² | $\bar{\sigma}_{bc}$ KN/cm ² | Observation |
| X | 2751 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 14.46 | 0.50 | 1.5 | Vérifiée |
| IX | 2624 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 13.79 | 0.48 | | Vérifiée |
| VIII | 2591 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 13.62 | 0.47 | | Vérifiée |
| VII | 2534 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 13.32 | 0.46 | | Vérifiée |
| VI | 2486 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 13.07 | 0.45 | | Vérifiée |
| V | 2435 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 12.80 | 0.44 | | Vérifiée |
| IV | 2361 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 12.41 | 0.43 | | Vérifiée |
| III | 2313 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 12.16 | 0.42 | | Vérifiée |
| II | 2274 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 11.95 | 0.42 | | Vérifiée |
| I | 2609 | 5.65 | 0.595 | 0.886 | 28.8 | 13.72 | 0.48 | | Vérifiée |

Tableau VI-II-5 : Vérification des contraintes en travée à l'ELS pour les PP

| Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des PP | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------------------------------|--------|---------|-------|-------------------------------------|--|--|-------------|
| Niveau | M_s (KN.cm) | A_u (en cm ²) | ρ | β | K_1 | σ_s (KN/cm ²) | σ_{bc} (KN/cm ²) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm ²) | Observation |
| X | 6314 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 27.91 | 1.08 | 1.5 | Vérifiée |
| IX | 6403 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 28.31 | 1.10 | | Vérifiée |
| VIII | 6223 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 27.51 | 1.07 | | Vérifiée |
| VII | 5798 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 25.63 | 1.00 | | Vérifiée |
| VI | 5571 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 24.63 | 0.96 | | Vérifiée |
| V | 5279 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 23.34 | 0.91 | | Vérifiée |
| IV | 4761 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 21.05 | 0.82 | | Vérifiée |
| III | 4470 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 19.76 | 0.77 | | Vérifiée |
| II | 4119 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 18.21 | 0.71 | | Vérifiée |
| I | 4119 | 6.78 | 0.714 | 0.878 | 25.76 | 18.21 | 0.71 | | Vérifiée |

Tableau VI-II-6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS pour les PP

❖ Poutres secondaires :

| Vérification de la contrainte de compression du béton en travée des PS | | | | | | | | | |
|--|------------------|--------------------------------|--------|---------|-------|-------------------------------------|--|--|-------------|
| Niveau | M_s (KN.cm) | A_u (en cm ²) | ρ | β | K_1 | σ_s (KN/cm ²) | σ_{bc} (KN/cm ²) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm ²) | Observation |
| X | 1602 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 11.83 | 0.40 | 1.5 | Vérifiée |
| IX | 1922 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 14.20 | 0.48 | | Vérifiée |
| VIII | 1693 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 12.51 | 0.43 | | Vérifiée |
| VII | 1794 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 13.25 | 0.45 | | Vérifiée |
| VI | 1861 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 13.75 | 0.47 | | Vérifiée |
| V | 1556 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 11.49 | 0.39 | | Vérifiée |
| IV | 1405 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 10.38 | 0.35 | | Vérifiée |
| III | 1249 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 9.23 | 0.31 | | Vérifiée |
| II | 868 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 6.41 | 0.22 | | Vérifiée |
| I | 605 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.42 | 4.47 | 0.15 | | Vérifiée |

Tableau VI-II-7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

| Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des PS | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------------------------------|--------|---------|-------|-------------------------------------|--|--|-------------|
| Niveau | M_s (KN.cm) | A_u (en cm ²) | ρ | β | K_1 | σ_s (KN/cm ²) | σ_{bc} (KN/cm ²) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm ²) | Observation |
| X | 2439 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 12.50 | 0.53 | 1.5 | Vérifiée |
| IX | 3149 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 16.14 | 0.68 | | Vérifiée |
| VIII | 2796 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 14.33 | 0.61 | | Vérifiée |
| VII | 2661 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 13.64 | 0.58 | | Vérifiée |
| VI | 2546 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 13.05 | 0.55 | | Vérifiée |
| V | 2211 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 11.33 | 0.48 | | Vérifiée |
| IV | 1882 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 9.64 | 0.41 | | Vérifiée |
| III | 1622 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 8.31 | 0.35 | | Vérifiée |
| II | 1212 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 6.21 | 0.26 | | Vérifiée |
| I | 939 | 6.79 | 0.823 | 0.871 | 23.6 | 4.81 | 0.20 | | Vérifiée |

Tableau VI-II-8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS

❖ ELS vis à vis des déformations :

Le calcul des déformations est notamment effectué pour évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contres flèches à la construction, ou de limiter les déformations en service.

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de **vérifier les trois conditions** suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{A_e \times f_e}{b \times d} < 4.2 \qquad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

A_e : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 MP).

M_t : Moment max a l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($\frac{q \times l^2}{8}$).

❖ Vérification des conditions :

| | 1 ^{ère} condition | 2 ^{ème} condition | 3 ^{ème} condition |
|----------------------------|---|----------------------------|----------------------------|
| Poutres principales | $\frac{40}{430} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ | 2.51 < 4.2 | 0.070 > 0.05 |
| Poutres secondaires | $\frac{35}{330} = 0.106 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ | 2.35 < 4.2 | 0.110 > 0.085 |

➤ **Poutres principales :**

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$; $M_0 = 39.08 \text{ KN.m}$; $M_t = 27.51 \text{ KN .m}$.

➤ **Poutres secondaires :**

$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$; $M_0 = 17.35 \text{ KN.m}$; $M_t = 19.22 \text{ KN .m}$.

❖ Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispense de la vérification de la flèche.

VI-III Les voiles**Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumise à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI-III-1 Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : du 1^{er} niveau jusqu'au 4^{ème} niveau.
- Zone II : du 5^{ème} niveau jusqu'au 7^{ème} niveau.
- Zone III : du 8^{ème} niveau jusqu'au 10^{ème} niveau.

VI-III-2 Ferrailage des voiles (dans notre structure on a que des refends pleins) :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

1- Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B = L × e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad \text{RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

Avec : **h_e** : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

L_t = L - L_c avec **L_t** : longueur de la zone tendue.

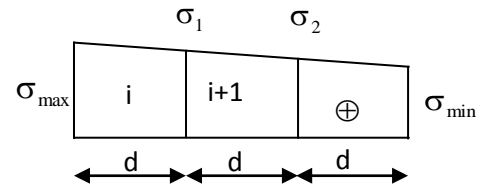
En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprime (SEC).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



Avec e : épaisseur du voile.

Figure VI-III-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

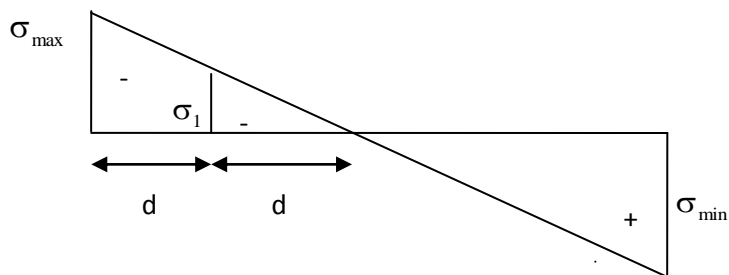


Figure VI-III-2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

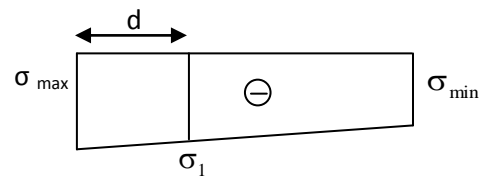


Figure VI-III-3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

2- Armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 % = 400 MPa.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

3- Armatures minimales :❖ **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

4- Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ❖ Globalement dans la section du voile **15 %**.
- ❖ En zone courantes **0.10 %**.

5- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

6- Armatures transversales :(article 7.7.4.3 du RPA 2003)

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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

7- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

8- Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est \geq **4HA10**.

9- Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5e \\ S &\leq 30 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

10- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

11- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile.

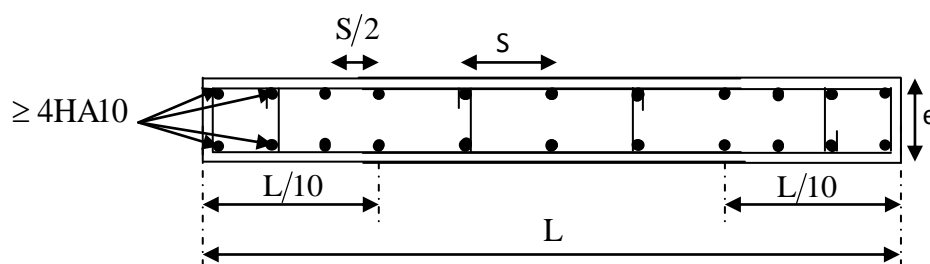


Figure VI-III-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-III-3 Vérifications❖ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**➤ **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

D'ou: b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (**d = 0.9 × h**).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI-III-4 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile **VL1** de la **zone I** :

❖ Caractéristiques géométriques :

$$L = 4.30 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m} ; B = 0.86\text{m}^2$$

❖ Sollicitation de calcul :

$$\sigma_{\max} = 5263.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7415.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Selon les contraintes donnée par ETABS, la section est **partiellement comprimée (S.P.C)**.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

❖ Longueur de la zone comprimée : L_c

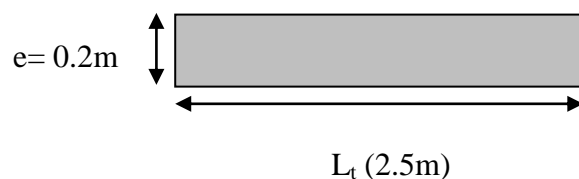
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{5263.5}{5263.5 + 7415.9} \times 4.3 = 1.80\text{m}.$$

❖ Longueur de la zone tendue : L_t

$$L_t = L - L_c = 4.3 - 1.80 = 2.50 \text{ m}$$

❖ Calcul de la longueur :(d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_c\right) = 1.2 \text{ m}$$



Soit un tronçon : $d = \frac{L_t}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ cm}.$

❖ Calcul de la contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{7415.9 \times (2.5 - 1.25)}{2.5} = 3707.95 \text{ kN/m}^2$$

❖ Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7415.9 + 3707.95}{2} \times 1.25 \times 0.20 \Rightarrow N_1 = 1390.48 \text{ kN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{3707.95}{2} \times (2.5 - 1.25) \times 0.20 \Rightarrow N_2 = 463.49 \text{ kN.}$$

❖ Espacement :

zone courante (d_2) $S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

zone d'extrémité (d_1) $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures :

➤ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{1390.48}{40} \Rightarrow A_1 = 34.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{463.49}{40} \Rightarrow A_2 = 11.58 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% \times B\right\} \Rightarrow \text{Max}(5 \text{ cm}^2, 13.12 \text{ cm}^2) \dots \dots A_{\min} = 13.12 \text{ cm}^2.$$

➤ Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 17.20 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 0.66 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 34.76 + \frac{0.66}{4} = 34.93 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.58 + \frac{0.66}{4} = 11.75 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 34.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 13.12 \text{ cm}^2$ On ferraille avec $A_1 = 34.93 \text{ cm}^2$.

$A_2 = 11.75 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 13.12 \text{ cm}^2$ On ferraille avec $A_{\min} = 13.12 \text{ cm}^2$

➤ **Le ferrailage adopté :**

$A_1 = 2 \times 12 \text{ HA14} = 36.94 \text{ cm}^2$, soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

$A_2 = 2 \times 5 \text{ HA14} = 15.38 \text{ cm}^2$, soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91: $A_H = \frac{AV}{4} = \frac{36.94}{4} = 9.24 \text{ cm}^2$.

D'après le RPA99 (version 2003): $A_H \geq 0.15 \% B = 3.75 \text{ cm}^2$.

Soit **9 HA12 = 10.18 cm²/nappe.**

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carre soit HA8.

Soit **4HA8 = 2.01 cm².**

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

❖ Vérification des contraintes :

Selon le **BAEL 91**:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.2 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4300} = 0.022 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Selon le **RPA 99** (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 17.2 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4300} = 0.031 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.031 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ Vérification à ELS :

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15 \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{1490.8 \times 1000}{200 \times 4300 + 15 \times 5232} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t,28} \text{ (Art. A.6.1, 23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \\ 40 \times \emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

 $L_S = 56 \text{ cm.}$ *****Tableau 1 : Ferrailages des voiles transversaux VT1, VT2, VT3 et VT4*****

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | |
|--|--|---|----------------------------------|-----------------------------------|---------|
| Caractéristiques géométriques sollicitations | L (m) | 4.3 | 4.3 | 4.3 | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B (m) | 0.86 | 0.86 | 0.86 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 5286.6 | 3264.3 | 4112.1 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -7415.9 | -3956.9 | -4499.3 | |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | V _u (kN) | 17.2 | 16.9 | 14.9 | |
| | L _t (m) | 2.50 | 2.36 | 2.25 | |
| | L _c (m) | 1.80 | 1.94 | 2.05 | |
| | d (m) | 1.25 | 1.18 | 1.125 | |
| | N (kN) | N ₁ | 1390.48 | 700.37 | 759.27 |
| | | N ₂ | 463.49 | 233.46 | 253.08 |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 34.76 | 17.51 | 18.98 |
| | | A _{v2} | 11.58 | 5.84 | 6.33 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 0.66 | 0.65 | 0.57 |
| | A (cm ²) | A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4 | 34.93 | 17.67 | 19.12 |
| | | A ₂ =A _{v1} +A _{vj} /4 | 11.75 | 6.00 | 6.47 |
| | A _{min} (cm ²) | | 13.12 | 12.39 | 13.12 |
| | A _v adopté (cm ²) | | 36.94 | 18.10 | 20.36 |
| | | 15.84 | 15.84 | 15.84 | |
| Ferrailage des voiles | Choix des barres /bande | | 2×12HA14 | 2×8HA12 | 2×9HA12 |
| | | | 2×7HA12 | 2×7HA12 | 2×7HA12 |
| | St (cm) | Bande 1 | 10 cm | 10 cm | 10 cm |
| | | Bande2 | 20cm | 20cm | 20cm |
| | A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande | | 3.75 | 3.54 | 3.375 |
| | A _H /nappe (cm2) | | 9.23 | 4.62 | 5.39 |
| Choix des barres/nappe e _p =20cm | | 9HA12 (A=10.18cm ²) | 6HA10 (A=4.7cm ²) | 7HA10 (A=5.49cm ²) | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0.13 | 0.168 | 0.269 |
| | | τ_b (MPa) | 0.181 | 0.236 | 0.377 |
| | ELS | N _s (KN) | 1648.5 | 991.5 | 487.4 |
| | | σ_b (MPa) | 1.77 | 1.08 | 0.53 |

Tableau 1 : Ferrailages des voiles longitudinaux VL1, VL2, VL3 et VL4

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | |
|--|--|---|---|---|----------------|
| Caractéristiques géométriques sollicitations | L (m) | 3.3 | 3.3 | 3.3 | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B (m) | 0.66 | 0.66 | 0.66 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 3345.1 | 426.6 | 1701.9 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -3051 | 3441.9 | -2598 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (kN) | 76.9 | 100 | 159.9 | |
| | L _t (m) | 1.57 | 2.90 | 1.99 | |
| | L _c (m) | 1.73 | 0.36 | 1.31 | |
| | d (m) | 0.785 | 1.47 | 0.995 | |
| | N (kN) | N ₁ | 359.26 | 758.94 | 387.75 |
| | | N ₂ | 119.75 | 252.98 | 129.25 |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 8.98 | 18.97 | 9.69 |
| | | A _{v2} | 2.99 | 6.32 | 3.23 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 2.96 | 3.85 | 6.15 |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 9.72 | 19.93 | 9.225 |
| | | A2=A _{v1} +A _{vj} /4 | 3.73 | 7.28 | 6.30 |
| | A _{min} (cm ²) | | 8.24 | 7.35 | 10.45 |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 11.30 | 20.36 | 11.30 |
| | | Bonde 2 | 8.04 | 8.04 | 8.04 |
| Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2×5HA12 | 2×9HA12 | 2×5HA12 |
| | | Bonde 2 | 2×4HA12 | 2×4HA12 | 2×4HA12 |
| | S _t (cm) | Bonde1 | 10 cm | 10 cm | 10 cm |
| | | Bonde 2 | 20cm | 20cm | 20cm |
| | A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande | | 3.75 | 3.54 | 3.375 |
| | A _H /nappe (cm ²) | | 2.83 | 5.03 | 2.83 |
| Choix des barres/nappe (cm ²) ep =20cm | | 4HA10/nappe (A=3.14cm²) | 5HA12/nappe (A=5.65cm²) | 4HA10/nappe (A=3.14cm²) | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m² | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0.022 | 0.021 | 0.019 |
| | | τ_b (MPa) | 0.031 | 0.030 | 0.027 |
| | ELS | N _s (kN) | 2786 | 1650.2 | 831.6 |
| | | σ_b (MPa) | 4.03 | 2.35 | 1.20 |

Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VII-I Les principaux rôles de la fondation :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

❖ Fondation semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans des forages dans le sol.

VII-I-1 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-I-2 Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

VII-I-3 Dimensionnement de la fondation :

VII-I-3-1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " N_{ser} " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1079.4 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 ; B \geq \sqrt{\frac{1079.4}{150}} = 2.68m$$

On opte pour : **A=B= 2.70 m**

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

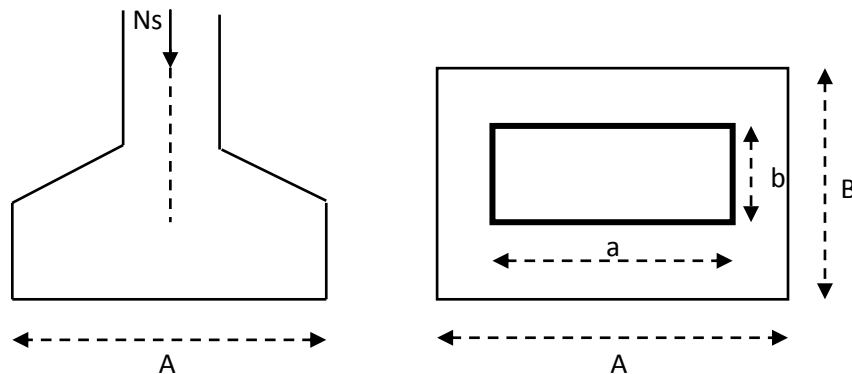


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle

VII-I-3-2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent a la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

➤ **Sens longitudinal :**

| Voiles | G+Q (KN) | L (m) | B (m ²) | S=B*L (m ²) |
|--------|----------|-------|---------------------|-------------------------|
| VL1 | 2622.3 | 3.3 | 5.30 | 17.48 |
| VL2 | 2622.3 | 3.3 | 5.30 | 17.48 |
| VL3 | 2786 | 3.3 | 5.63 | 18.57 |
| VL4 | 2786 | 3.3 | 5.63 | 18.57 |
| | | | Somme | 72.11 |

➤ **Sens transversal :**

| Voiles | G+Q (KN) | L (m) | B (m ²) | S=B*L (m ²) |
|--------|----------|-------|---------------------|-------------------------|
| VT1 | 1420.6 | 4.3 | 2.20 | 9.47 |
| VT2 | 1718.7 | 4.3 | 2.66 | 11.46 |
| VT3 | 1420.6 | 4.3 | 2.20 | 9.47 |
| VT4 | 1718.7 | 4.3 | 2.66 | 11.46 |
| | | | Somme | 41.86 |

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 72.11 + 41.86 \Rightarrow S_v = 113.97 \text{ m}^4$$

VII-I-3-3 Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

➤ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

➤ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

➤ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

| Poteau | N_s (KN) | M (KN.m) | e (m) | $N_s \cdot e$ |
|--------|------------|----------|-------|---------------|
| 1 | 796.4 | -5.9 | 9.65 | 7685.26 |
| 2 | 1395.4 | 0.21 | 5.35 | 7465.39 |
| 3 | 1079.4 | -0.15 | 1.05 | 1133.37 |
| 4 | 1314 | 3.65 | -3.25 | -4270.50 |
| 5 | 809.4 | -2.37 | -6.05 | -4896.87 |
| 6 | 526.9 | 4.49 | -9.65 | -5084.59 |
| SOMME | 5921.5 | -0.07 | -2.9 | 2032.07 |

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2032.1 + 0.07}{5921.5} = 0.34m$$

➤ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0.34 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4.30}{6} = 0.72 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5921.5}{19.3} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.34}{19.3}\right) = 274.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5921.5}{19.3} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.34}{19.3}\right) = 339.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5921.5}{19.3} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.34}{19.3}\right) = 323.03 \text{ KN/ml}$$

VII-I-3-4 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{323.03}{150} = 2.15m$$

Donc on opte pour **B = 2.5 m.**

On aura : **S = 2.5 × 19.3 = 48.25 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p = S × n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 48.25 \times 10 = 482.5 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 482.5 + 113.97 = 596.47 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **S_{bât} = (25.7 × 19.7) – 66.98 = 439.31 m²**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{596.47}{439.31} = 1.36$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture créée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bât}} = 439.31 \text{ m}^2$;

- La surface totale des semelles représente : (100 %).

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

VII-I-4 Etude du radier général :

Le radier général est type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal ;
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité de coffrage ;
- ❖ Rapidité d'exécution ;
- ❖ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII-I-5 Pré dimensionnement du radier :**VII-I-5-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\text{min}} = 25\text{cm}$).

VII-I-5-2 Selon la condition forfaitaire :

❖ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

$K = 40$ MPa pour un sol moyen.

De la condition précédente nous tirons h .

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.85 \text{ m}$$

➤ **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad 53.75 \leq h \leq 86$$

Avec : $L_{\max} = 430$ cm

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : $h_r = 85 \text{ cm}$

❖ **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

On a : L_{max} : portée maximale ; $L_{max} = 4.3 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

➤ **Nervures (poutres) :** Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$0.4 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 24 \leq b \leq 42$; on prend $b_n = \mathbf{40 \text{ cm}}$.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = \mathbf{85 \text{ cm}}$ Hauteur du radier

$h_n = \mathbf{60 \text{ cm}}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = \mathbf{25 \text{ cm}}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = \mathbf{40 \text{ cm}}$ Largeur de la nervure.

VII-I-6 Détermination des efforts:**VII-I-6-1 Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente : $G = 35868.3 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 6534.7 \text{ KN}$

VII-I-6-2 Combinaison d'actions :❖ **A l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 58224.26 \text{ KN.}$$

❖ **A l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 42403 \text{ KN.}$$

VII-I-6-3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{58224.26}{2 \times 150} = 194.08 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42403}{150} = 282.69 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 286.69 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 439.31 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 268.69 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{60}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 40 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (25.7 + 2 \times 0.4 + 19.7) \times 2 \times 0.4 = 36.96 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} = 439.31 + 36.96 = 476.27 \text{ m}^2$$

VII-I-7 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : $G = 35868.3 \text{ KN}$

❖ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

➤ Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 476.27 \times 0.25 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 2976.69 \text{ KN}$$

➤ **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= 0.40 \times (0.85 - 0.25) \times (25.7 \times 6 + 19.7 \times 10) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 2107.2 \text{ KN}$$

➤ **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (476.27 - 173.42) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 757.13 \text{ KN}$$

➤ **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{\text{df}}) \times \rho = (476.27 - 173.42) \times (0.6 - 0.1) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = 2574.22 \text{ KN}$$

$$\text{DONC: } G_{\text{rad}} = 8415.25 \text{ KN}$$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 6534.7 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 1.5 \times 476.27 = 714.41 \text{ KN}$$

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 8415.25 + 35868.3 = 44283.55 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 714.41 + 6534.7 = 7249.11 \text{ KN}$$

VII-I-8 Combinaison d'actions:

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 70656.46 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 51532.66 \text{ KN.}$$

VII-I-9 Vérifications :**VII-I-9-1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{70656.46 \times 1}{476.27} \times \frac{4.3}{2} = 318.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{318.96 \times 1000}{1000 \times 225} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} \right); 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-I-9-2 Vérification de la stabilité du radier :**❖ Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 14.60 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8.84 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12}; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 17489.06 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = 29712.79 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

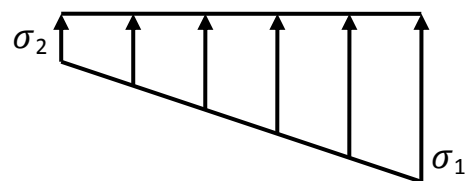


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes

❖ **Sens longitudinal :**

A partir de l'ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

➤ A ELU :

$$M_{0x} = 52134.08 \text{ KN.m} ; \quad T_{0x} = 2452.1 \text{ KN}$$

$$M_x = 52134.08 + 2452.1 \times 0.85 = 54218.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{70656.46}{476.27} + \frac{54218.36}{29712.79} \times 14.6 = 175.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{70656.46}{476.27} - \frac{54218.36}{29712.79} \times 14.6 = 121.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 175 + 121.71}{4} = 161.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 161.68 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{51532.66}{476.27} + \frac{54218.36}{29712.79} \times 14.6 = 134.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{51532.66}{476.27} - \frac{54218.36}{29712.79} \times 14.6 = 81.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 134.84 + 81.56}{4} = 121.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 121.52 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens transversal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

➤ A ELU :

$$M_{0y} = 63043.98 \text{ KN.m} ; \quad T_{0y} = 2945.4 \text{ KN}$$

$$M_y = 63043.98 + 2945.4 \times 0.85 = 65547.57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{70656.46}{476.27} + \frac{65547.57}{17489.06} \times 8.84 = 181.48 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{70656.46}{476.27} - \frac{65547.57}{17489.06} \times 8.84 = 115.22 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 181.48 + 115.22}{4} = 164.92 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 164.92 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{51532.66}{476.27} + \frac{65547.57}{17489.06} \times 8.84 = 141.33 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{51532.66}{476.27} - \frac{65547.57}{17489.06} \times 8.84 = 75.07 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 141.33 + 75.07}{4} = 124.76 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 124.76 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-I-9-3 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

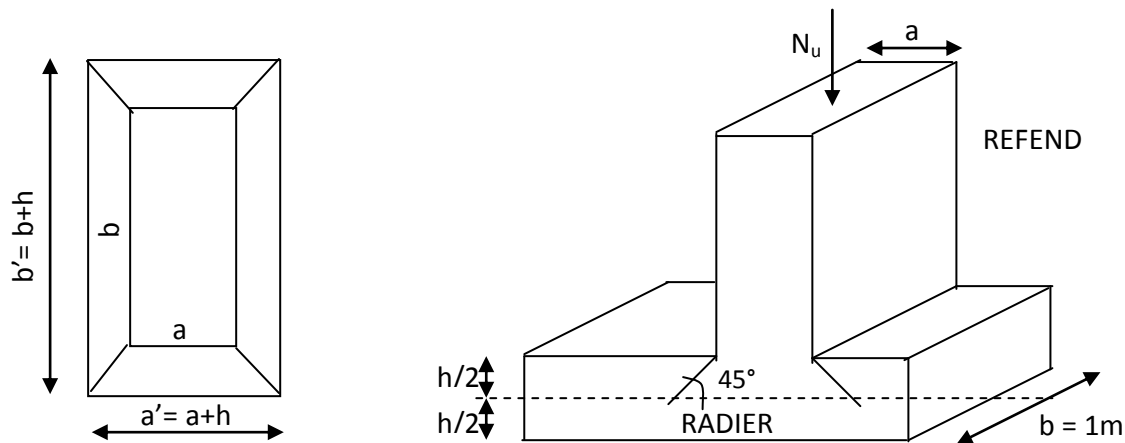


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ **Calcul du Périmètre utile μ_c :**

➤ **Les Poteaux:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + (2 \times 0.85)) = 5 \text{ m}$$

➤ **Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.85)) = 5.8 \text{ m}$$

❖ **Vérification pour les poteaux :**

Avec : $N_u = 1486.6 \text{ KN}$

$$N_u = 1486.6 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5 \times 0.85 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3187.50 \text{ KN}$$

❖ **Vérification pour les voiles :**

Avec : $N_u = 1985.1 \text{ KN}$

$$N_u = 1985.1 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5.8 \times 0.85 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3697.50 \text{ KN}$$

VII-I-10 Ferraillage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

VII-I-10-1 Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas :

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x < l_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage 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-I-10-2 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.3}{4.3} = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

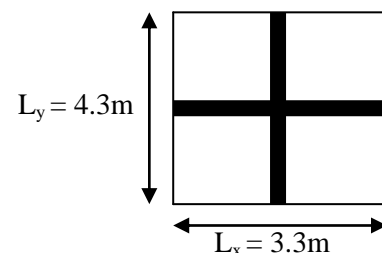


Figure VII-4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 164.92 \text{KN/m}^2$$

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 124.76 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(164.92 - \frac{8415.25}{476.27}\right) \times 1 \text{ml} = 147.25 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(124.76 - \frac{8415.25}{476.27}\right) \times 1 \text{ml} = 107.10 \text{KN/ml.}$$

VII-I-10-3 Calcul des armatures à l'ELU :

❖ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0598 \times 147.25 \times 3.3^2 = 95.89 \text{KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.542 \times 95.89 = 51.97 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 95.89 \Rightarrow M_{ax} = 47.95 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 51.97 \Rightarrow M_{ay} = 25.98 \text{KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis de rives:**

$$M_{ax} = (-0.3) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.3) \times 95.89 \Rightarrow M_{ax} = 28.77 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.3) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.3) \times 51.97 \Rightarrow M_{ay} = 15.59 \text{KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 95.89 \Rightarrow M_{tx} = 81.51 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 51.97 \Rightarrow M_{ty} = 44.17 \text{KN.m}$$

VII-I-11 Ferrailage suivant X-X :

❖ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.95 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.067 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{47.95 \times 10^2}{0.966 \times 22.5 \times 34.8} = 6.34 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **Aux appuis de rives:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.77 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.039 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{28.77 \times 10^2}{0.981 \times 22.5 \times 34.8} = 3.74 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81.51 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.11 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{81.51 \times 10^2}{0.994 \times 22.5 \times 34.8} = 10.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA14 = 10.77 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm

❖ Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA } f_c \text{ E } 400$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 25 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{3.3}{4.3}\right) = 2.23 \text{ cm}^2$$

VII-I-12 Ferrailage suivant y-y :

❖ Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.98 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{25.98 \times 10^2}{0.982 \times 22.5 \times 34.8} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.59 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{15.59 \times 10^2}{0.989 \times 22.5 \times 34.8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.17 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.061 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{44.17 \times 10^2}{0.969 \times 22.5 \times 34.8} = 5.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}$$

❖ Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :

| | Sens de la grande portée | Sens de la petite portée |
|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Aux appuis intermédiaires | 6 HA12 | 5 HA12 |
| Aux appuis de rives | 5 HA12 | 5 HA12 |
| En travée | 7 HA14 | 6 HA12 |

VII-I-13 Vérification à l'état limite ultime :

❖ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ Vérification des espacements : (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 de la petite portée :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25 = 75\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

➤ **Sens de la grande portée:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25 = 100\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

VII-I-14 Vérifications l'état limite de service :

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\beta \text{ et } K_1 \text{ sont en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (-0.5) \times M_{s \max}$$

➤ **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{s \max}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{st} = (0.85) \times M_{s \max}$$

Avec: $M_{sx} = 14.88 \text{ KN.m}$ et $M_{sy} = 5.44 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{smax} = \max (M_{sx} ; M_{sy}) = 14.88 \text{ KN.m}$

$$M_{umax} = 20.70 \text{ KN.m}$$

❖ Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci- dessous :

| Zone | M_s KN.cm | A_u Cm ² | ρ | K_1 | β | σ_s KN/cm ² | $\bar{\sigma}_s$ KN/cm ² | σ_b KN/cm ² | $\bar{\sigma}_b$ KN/cm ² | Obs |
|---------------------|----------------|--------------------------|--------|-------|---------|----------------------------------|--|----------------------------------|--|-----------|
| Appui intermédiaire | 744 | 6.65 | 0.295 | 43.48 | 0.915 | 5.43 | 20.163 | 0.12 | 1.5 | OK |
| Appui de rive | 446 | 6.65 | 0.295 | 43.48 | 0.915 | 3.26 | 20.163 | 0.07 | 1.5 | OK |
| Travée | 1265 | 6.78 | 0.301 | 42.97 | 0.914 | 9.07 | 20.163 | 0.21 | 1.5 | OK |

VII-II Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

VII-II-1 Sollicitation de calcul :

❖ **A L'ELU :** $q_u = 147.25 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{147.25 \times 0.40^2}{2} = 11.78 \text{ KN.m}$$

❖ **A L'ELS :** $q_s = 107.10 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{107.10 \times 0.40^2}{2} = 8.57 \text{ KN.m}$$

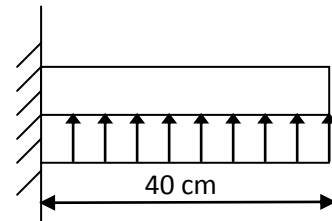


Figure VII-5 : Schéma statique du débord.

VII-II-2 Calcul des armatures :

❖ **Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$; $d = 22.5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.78 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.016 \Rightarrow \beta_u = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{11.78 \times 10^2}{0.992 \times 22.5 \times 34.8} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 20\text{cm}$.

VII-II-3 Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

VII-II-4 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.78}{8.57} = 1.37$$

$$\mu = 0.012 \Rightarrow \alpha = 0.0151$$

$$\alpha = 0.0151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

VII-III Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

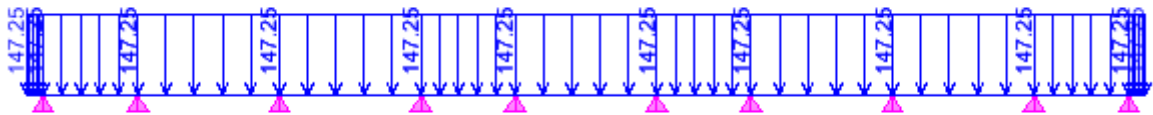


Figure VII-6 Le chargement à ELU en KN

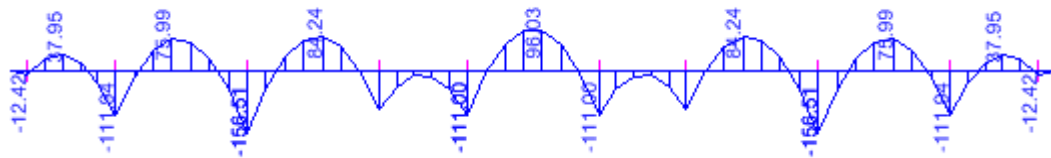


Figure VII-7 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

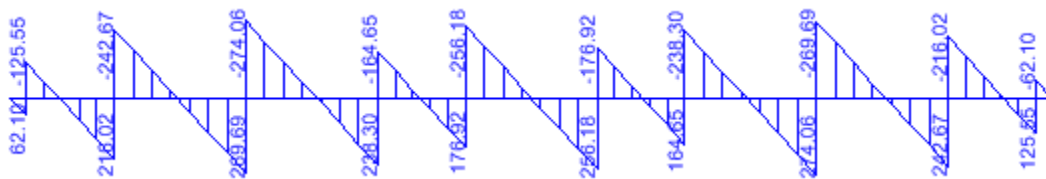


Figure VII-8 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

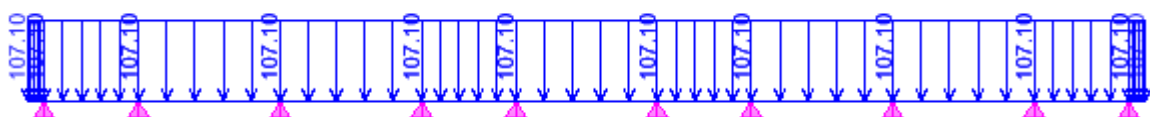


Figure VII-9 Le chargement à ELS en KN

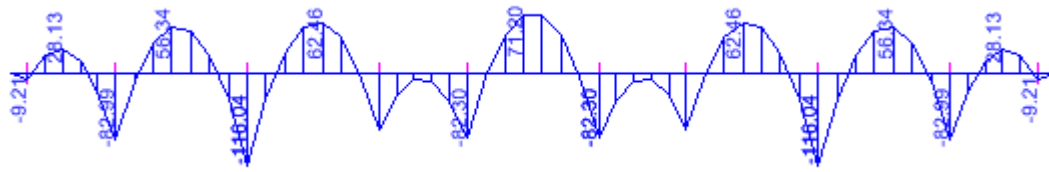


Figure VII-10 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

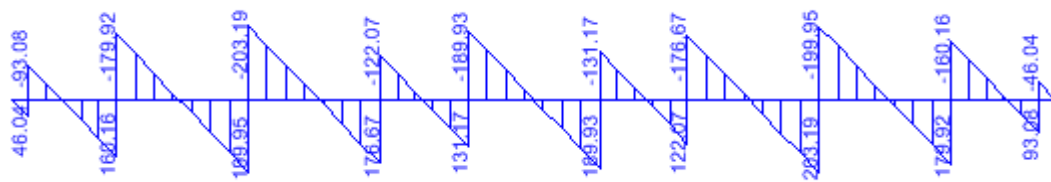


Figure VII-11 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

❖ Sens transversal (Y-Y) :

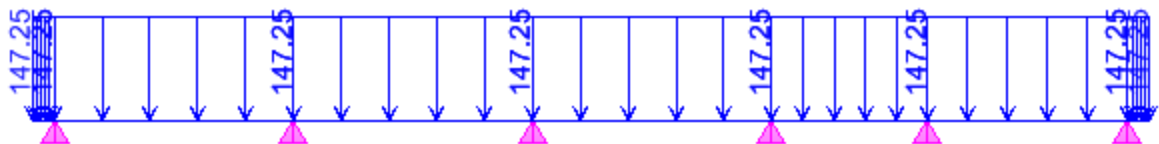


Figure VII-12 Le chargement à ELU en KN

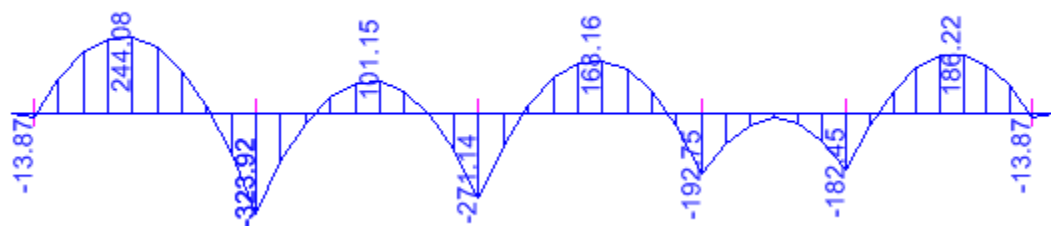


Figure VII-13 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

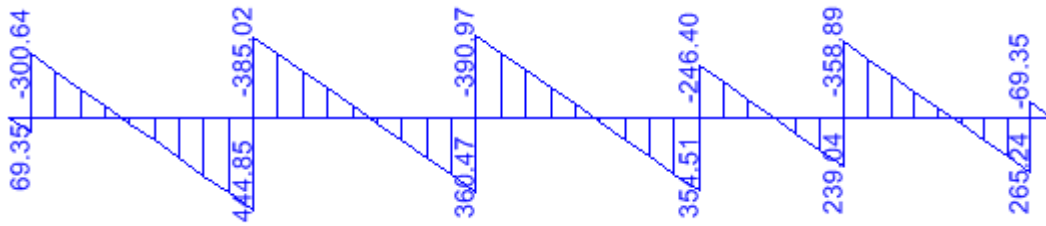


Figure VII-14 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

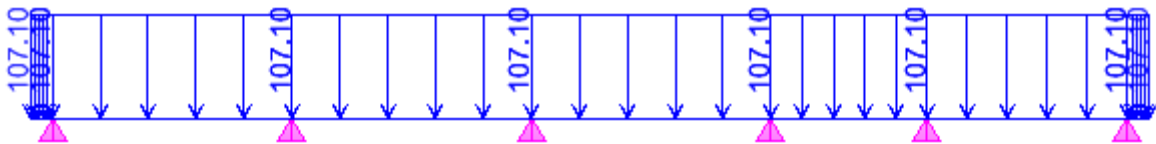


Figure VII-15 Le chargement à ELS en KN

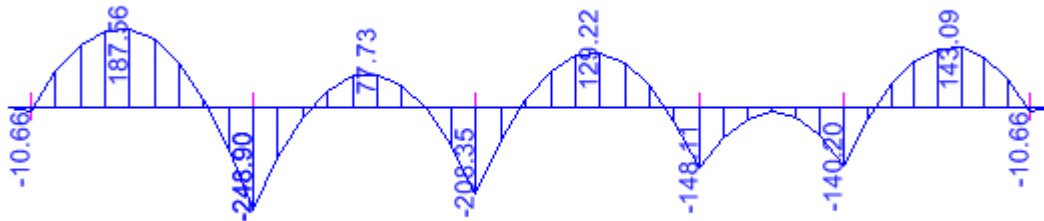


Figure VII-16 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

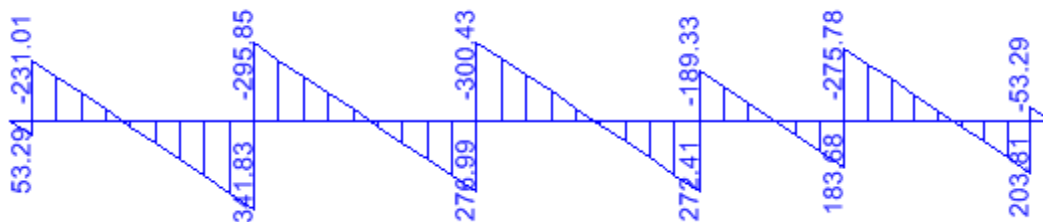


Figure VII-17 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

| Sens transversal | Sens longitudinal |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| $M_{tu \max} = 244.08 \text{ KN.m}$ | $M_{tu \max} = 96.03 \text{ KN.m}$ |
| $M_{au \max} = 323.92 \text{ KN.m}$ | $M_{au \max} = 156.51 \text{ KN.m}$ |
| $M_{ts \max} = 187.46 \text{ KN.m}$ | $M_{ts \max} = 71.20 \text{ KN.m}$ |
| $M_{as \max} = 240.90 \text{ KN.m}$ | $M_{as \max} = 116.04 \text{ KN.m}$ |
| $T_{u \max} = 444.85 \text{ KN}$ | $T_{u \max} = 274.06 \text{ KN}$ |

VII-III-1 Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 40 \text{ cm}$ $d=83 \text{ cm}$ $f_{bc}=14.2 \text{ MPa}$ $\sigma_s=348 \text{ MPa}$

| | | M (KN.m) | μ | β | A _{cal} (cm) | A _{min} (cm ²) | Choix | A _{adop} (Cm ²) |
|-------------------|--------|-------------|-------|---------|--------------------------|--|-------|---|
| Sens longitudinal | Appui | 156.51 | 0.040 | 0.980 | 5.53 | 17.85 | 6HA20 | 18.85 |
| | Travée | 96.03 | 0.024 | 0.988 | 3.36 | 17.85 | 6HA20 | 18.85 |
| Sens transversal | Appui | 323.92 | 0.083 | 0.957 | 11.72 | 17.85 | 6HA20 | 18.85 |
| | Travée | 244.08 | 0.062 | 0.968 | 8.73 | 17.85 | 6HA20 | 18.85 |

VII-III-2 Vérification à l'état limite ultime :

- ❖ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ Armatures transversales :

- ❖ Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{85}{2} = 42.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 12 \text{ cm.}$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{85}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{21.25 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}\} = 21.25 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm.}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 444.85 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{444.85 \times 10^3}{400 \times 580} = 1.92 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VII-III-3 Vérification à l'ELS :❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$

β Et K_1 sont en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$

❖ Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci- dessous :

| Zone | M_s KN.cm | A_u cm ² | ρ | K_1 | β | σ_s KN/cm ² | $\bar{\sigma}_s$ KN/cm ² | σ_b KN/cm ² | $\bar{\sigma}_b$ KN/cm ² | Obser |
|--------|----------------|--------------------------|--------|-------|---------|----------------------------------|--|----------------------------------|--|----------|
| Appui | 24090 | 18.85 | 0.568 | 29.61 | 0.888 | 17.33 | 20.163 | 0.59 | 1.5 | Vérifiée |
| Travée | 18746 | 18.85 | 0.568 | 29.61 | 0.888 | 13.49 | 20.163 | 0.46 | 1.5 | Vérifiée |

Conclusion

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution et d'appliquée les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) d'une part, Et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (ETABS, AutoCAD.....etc) d'autre part.

Il ressort que le choix et la disposition des voiles de contreventement est un facteur important pour avoir une bonne conception.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties (excentricité presque nulle) donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur et sans oublier que la longivité d'un ouvrage dépend , avant toute autre consideration, de la qualité de sa fondation .

La réalisation de tout ouvrage de bâtiment doit se baser sur des calculs bien déterminés et sur un suivi réel par des professionnels sur le terrain afin d'éviter toute catastrophe notamment le séisme.

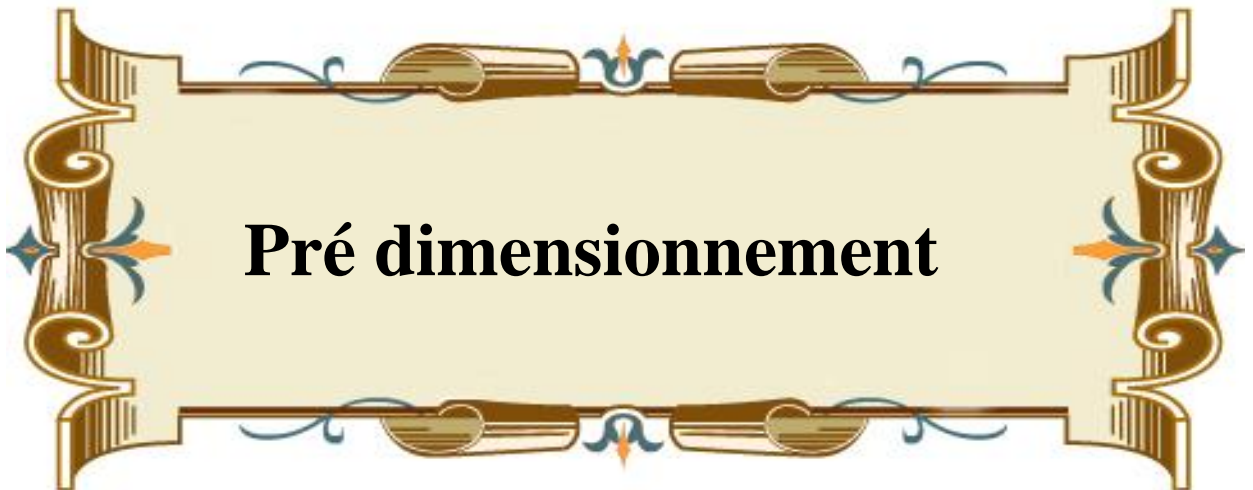
En fin, nous dirons que ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.
Jean Perchât, Jean Roux
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICHI
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Calcul pratique des tours en béton armé
M, DIVER
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ❖ Cour et TD des années de spécialité.
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Chapitre II

Chapitre II



Pré dimensionnement

Chapitre I



Présentation de l'ouvrage

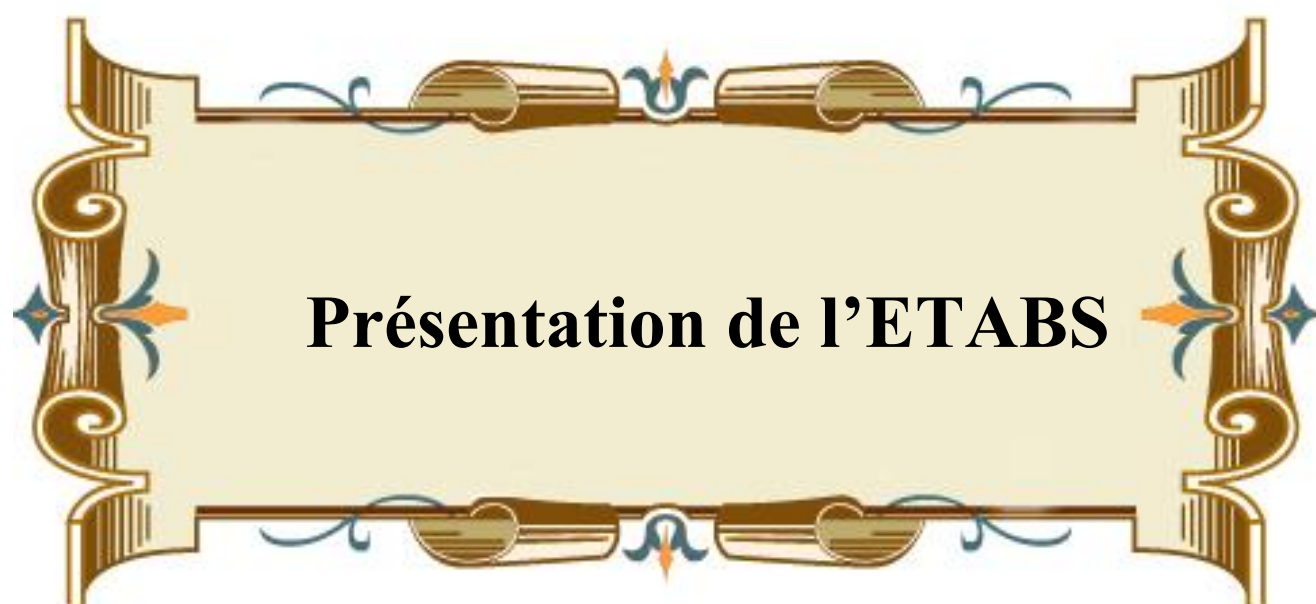
Chapitre III

Chapitre III



Calcul des Éléments

Chapitre IV



Présentation de l'ETABS

Chapitre V



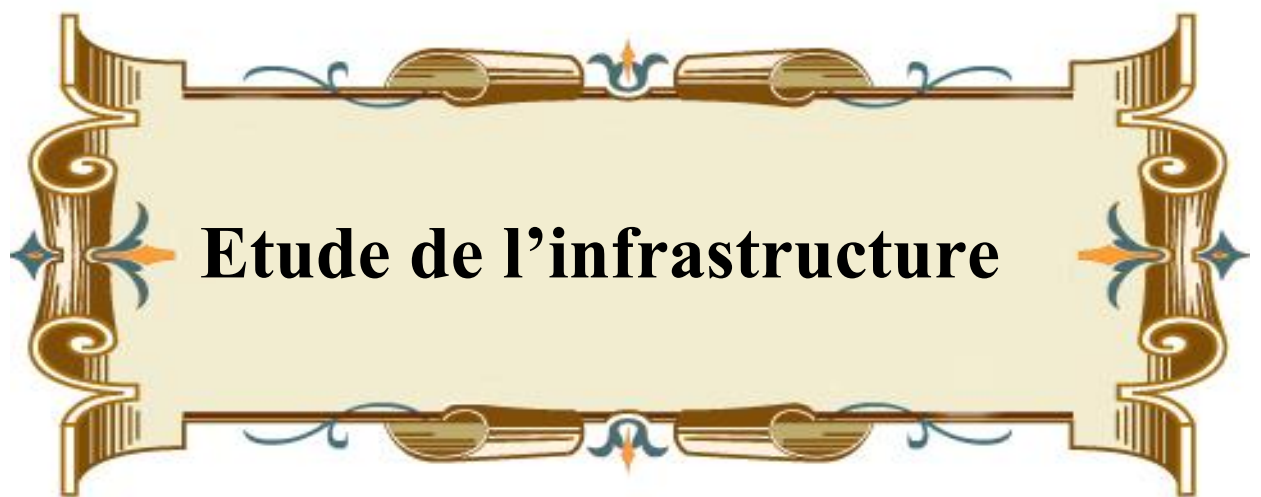
**Vérification des conditions de
RPA99**

Chapitre VI



Ferrailage de la structure

Chapitre VII



Etude de l'infrastructure

A decorative border in a golden-brown color with blue and orange accents, framing the central text. The border features ornate scrollwork and floral motifs.

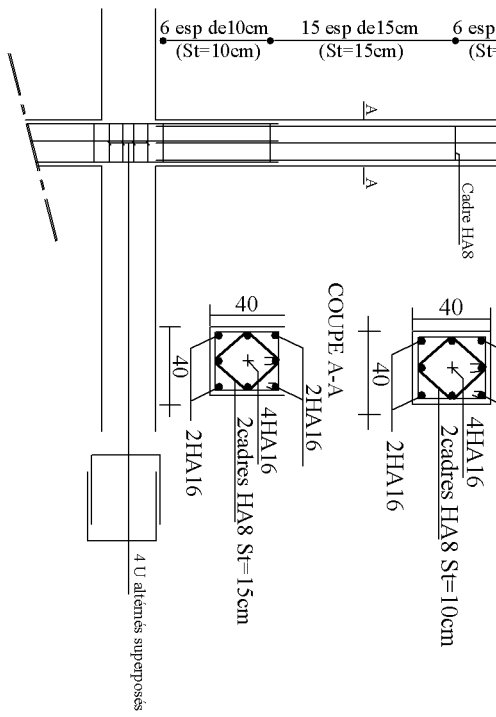
Ferrailage des poteaux

A decorative border with a central scrollwork design, featuring blue and orange accents, framing the text.

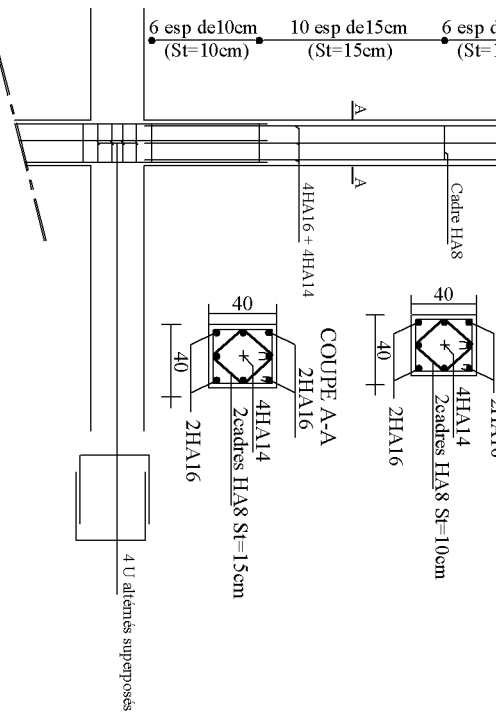
Ferrailage des poutres

A decorative border in a classic, ornate style. It features a central horizontal band with a light beige background, flanked by intricate scrollwork and floral motifs in shades of brown, blue, and orange. The border is symmetrical and frames the central text.

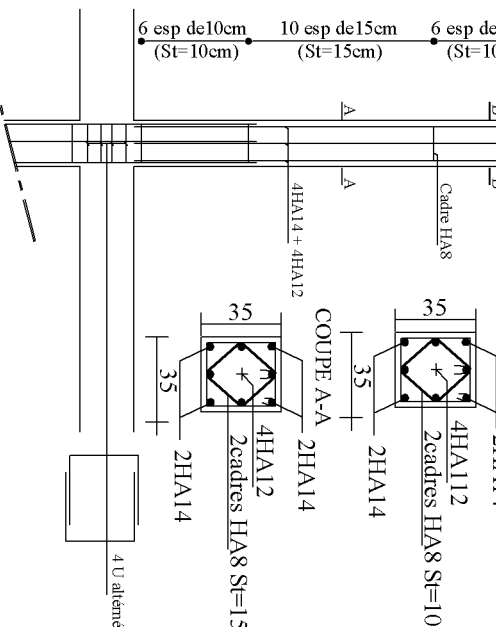
Ferrailage des voiles



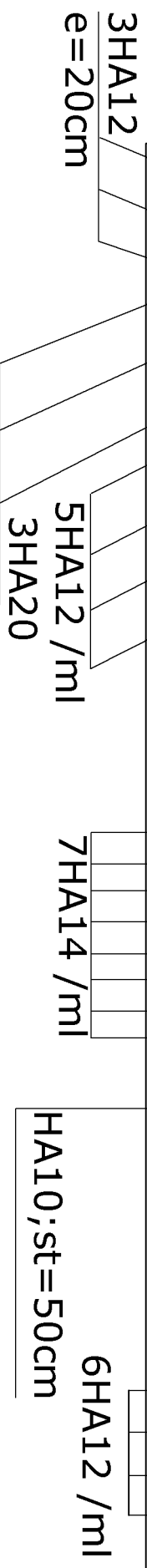
-Figure VI.1 : Ferrailage des poteaux de RDC-



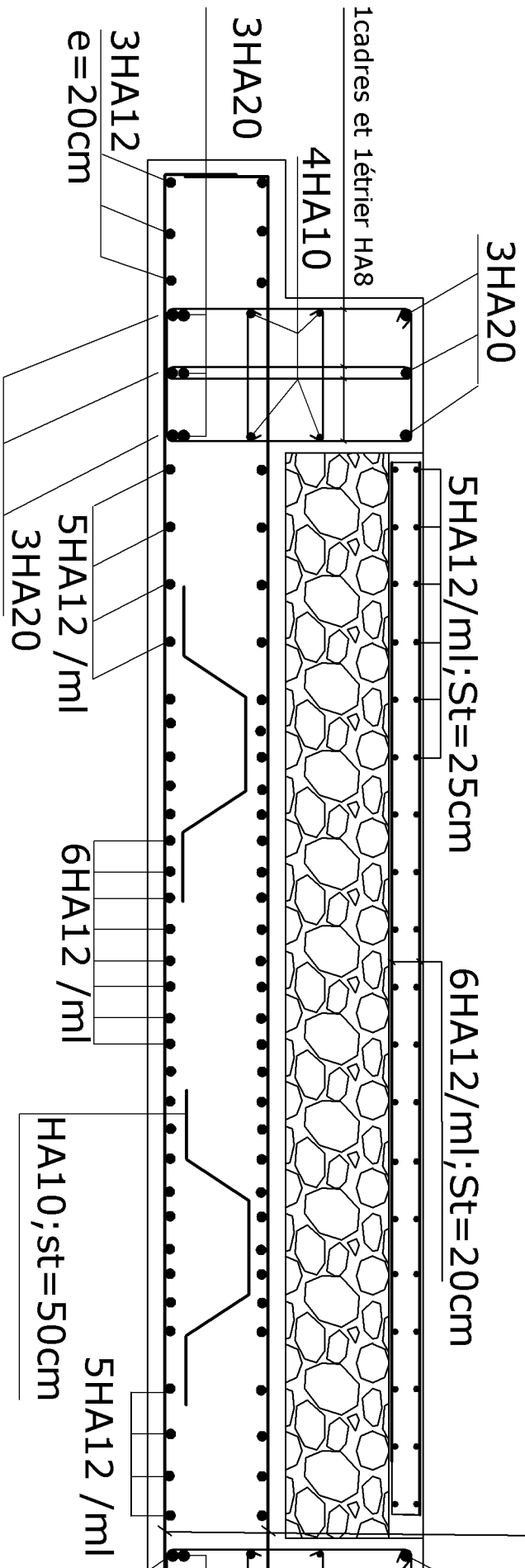
-Figure VI.2 Ferrailage des poteaux du 2ème au 4ème niveaux -



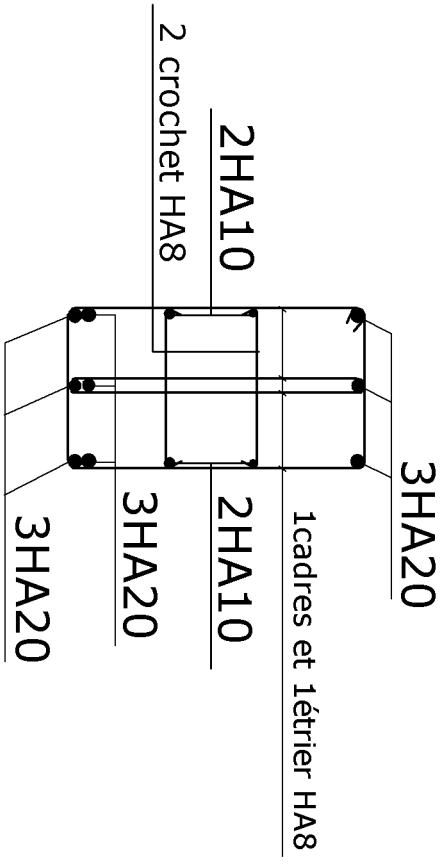
-Figure VI.3 Ferrailage des poteaux du 5ème au 7ème niveaux -



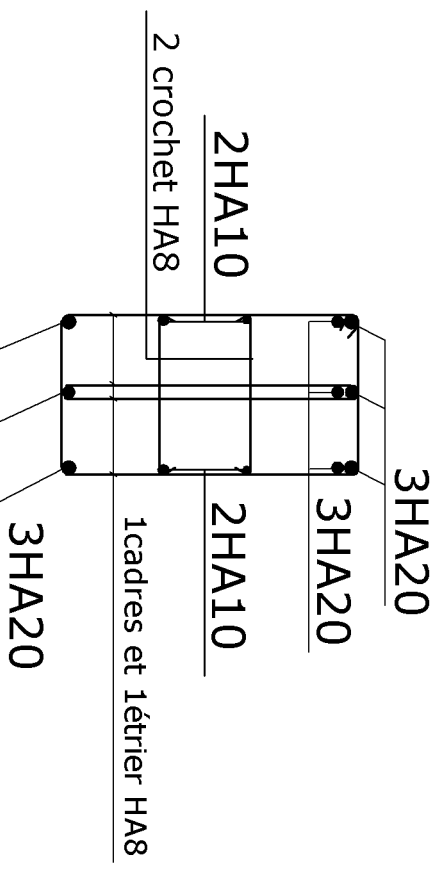
ferrailage du radier dans le sens transversal

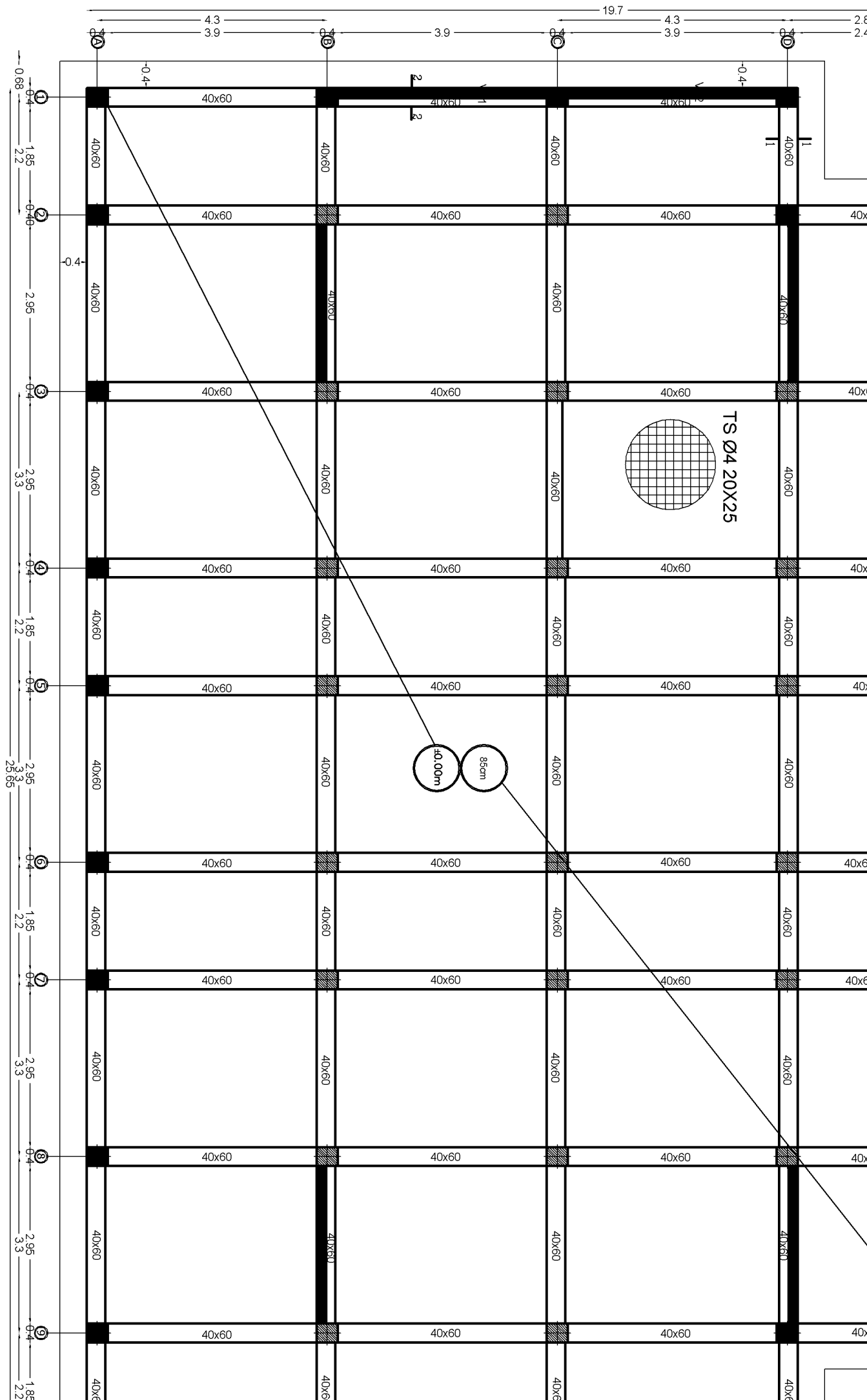


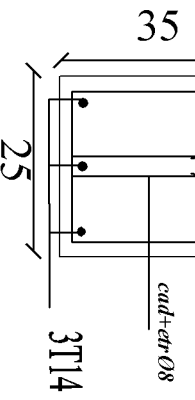
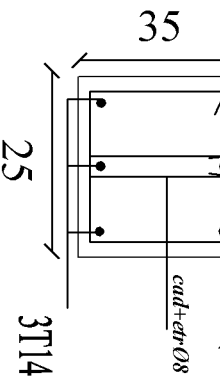
aux appuis



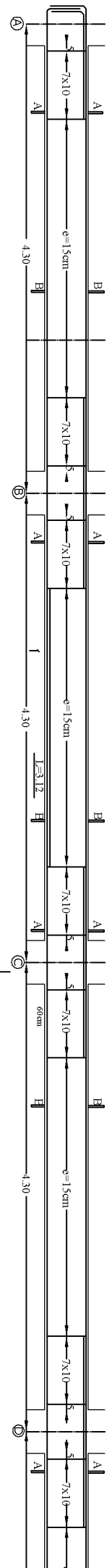
en travées



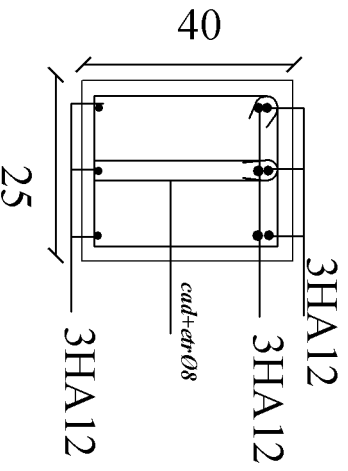




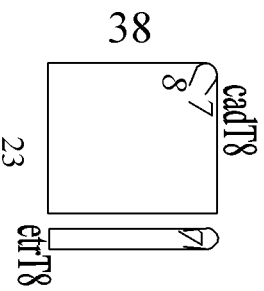
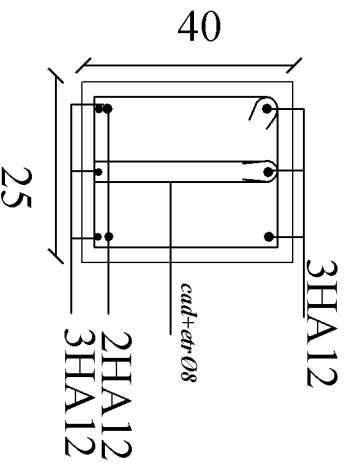
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

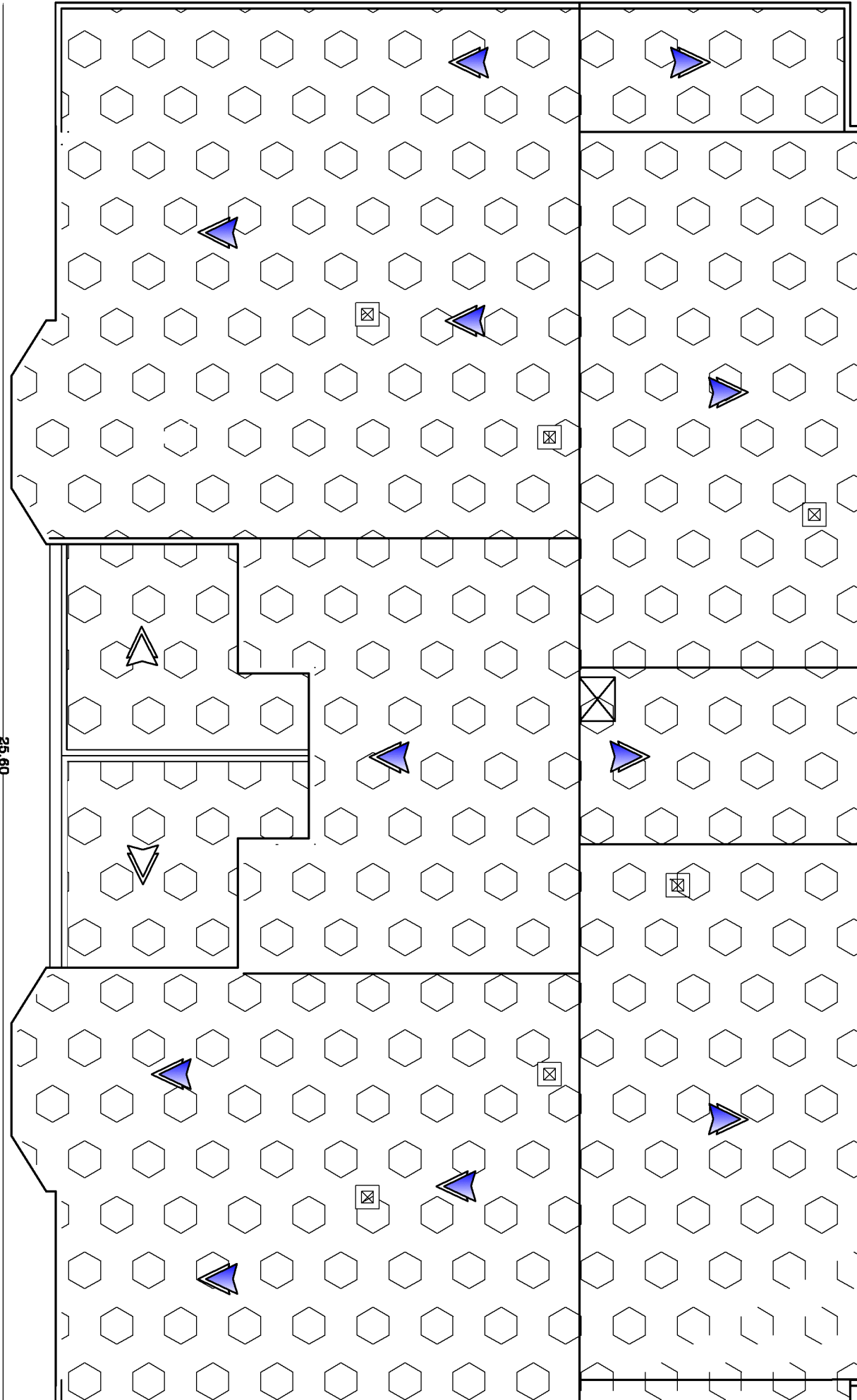


COUPEA-A

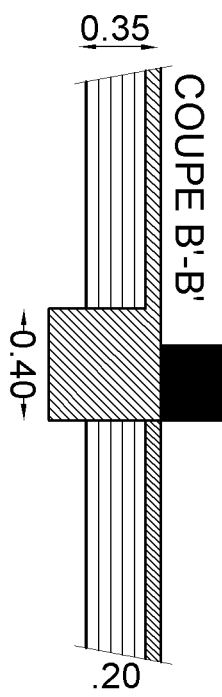
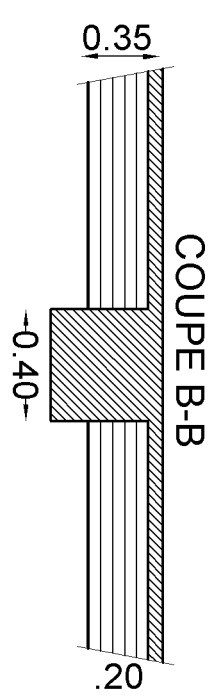
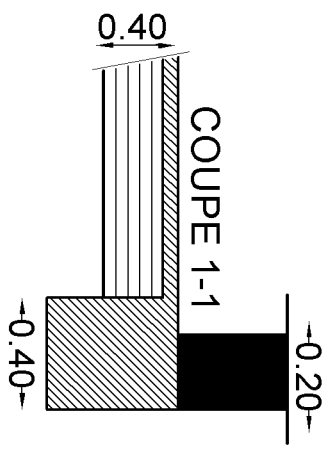
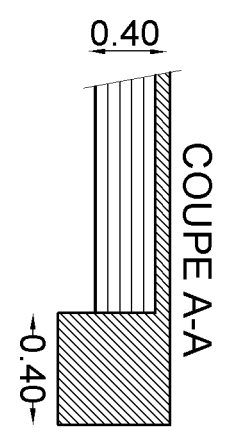
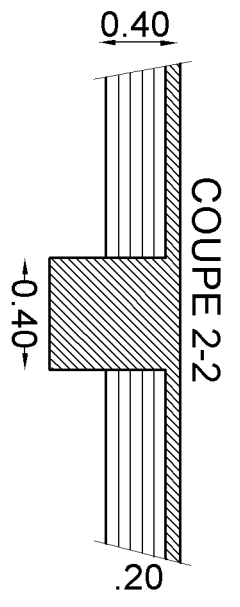
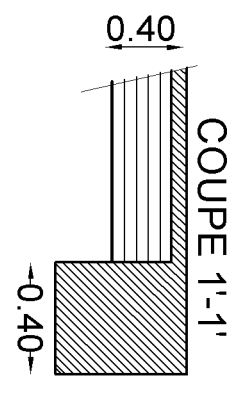
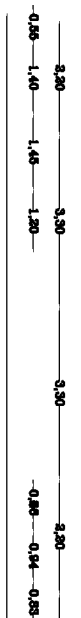
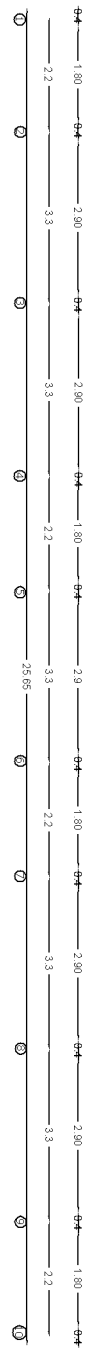
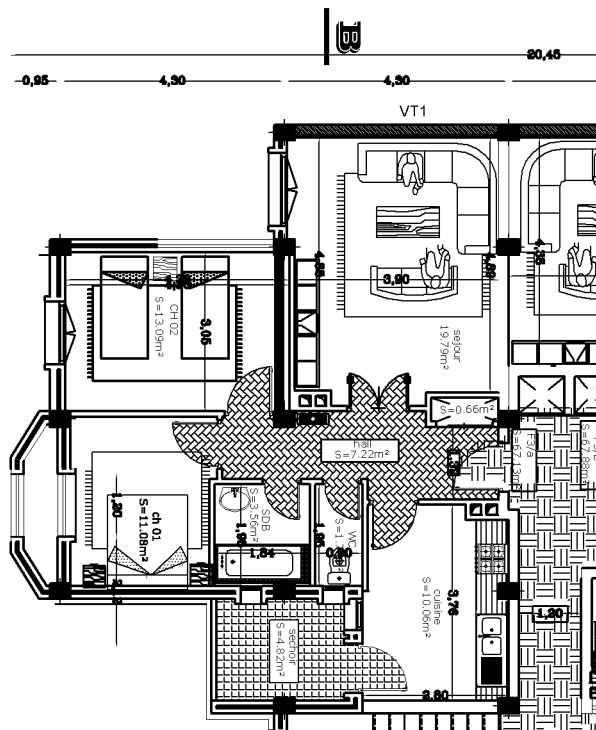
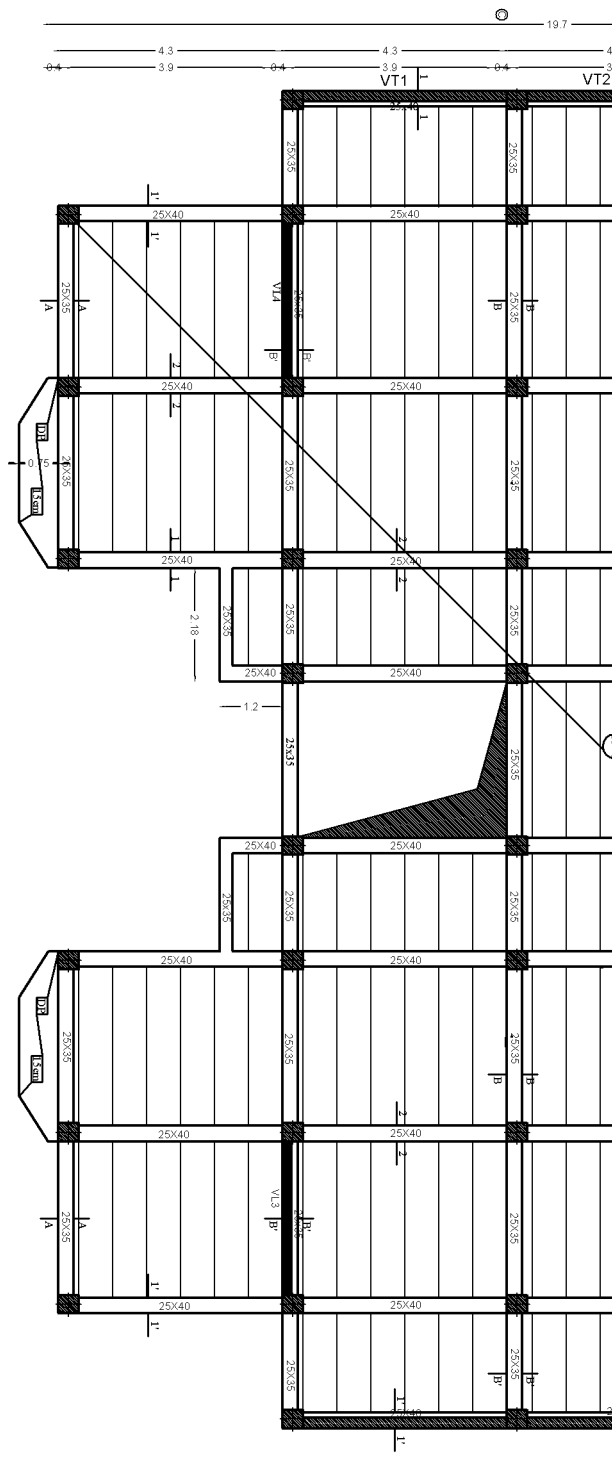


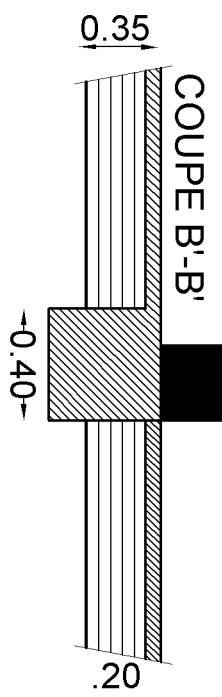
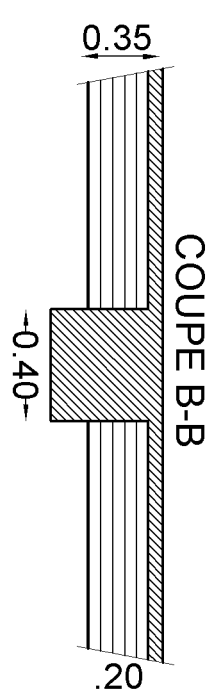
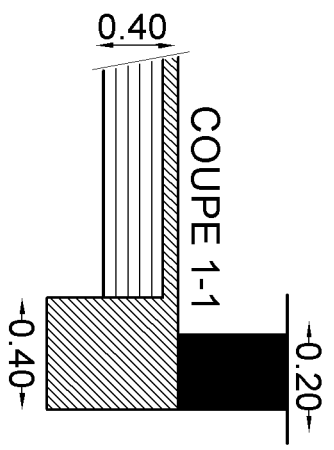
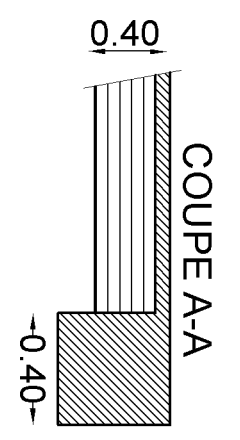
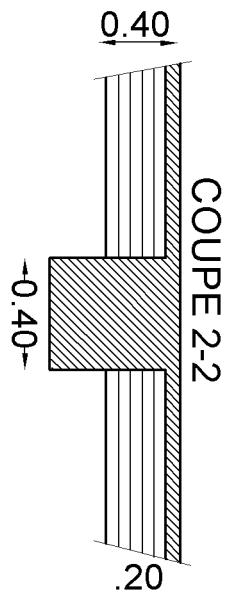
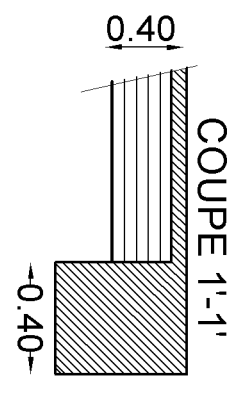
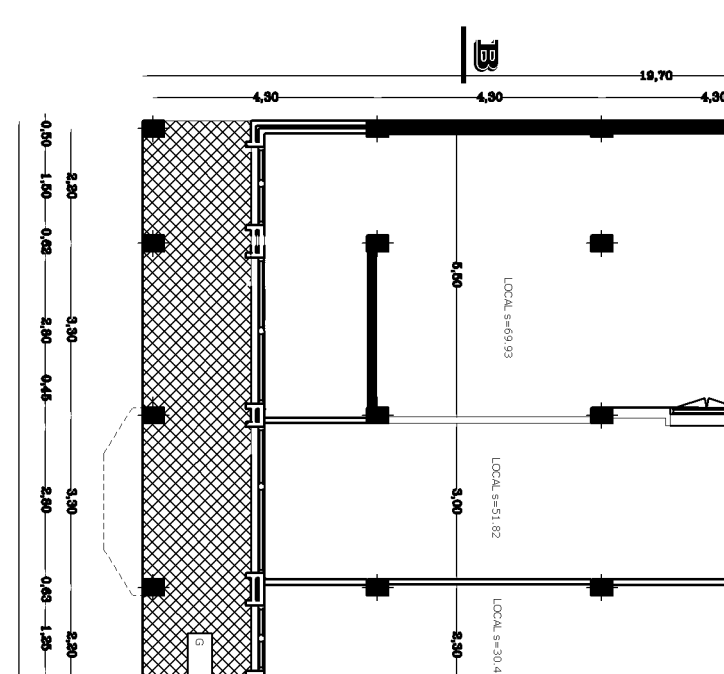
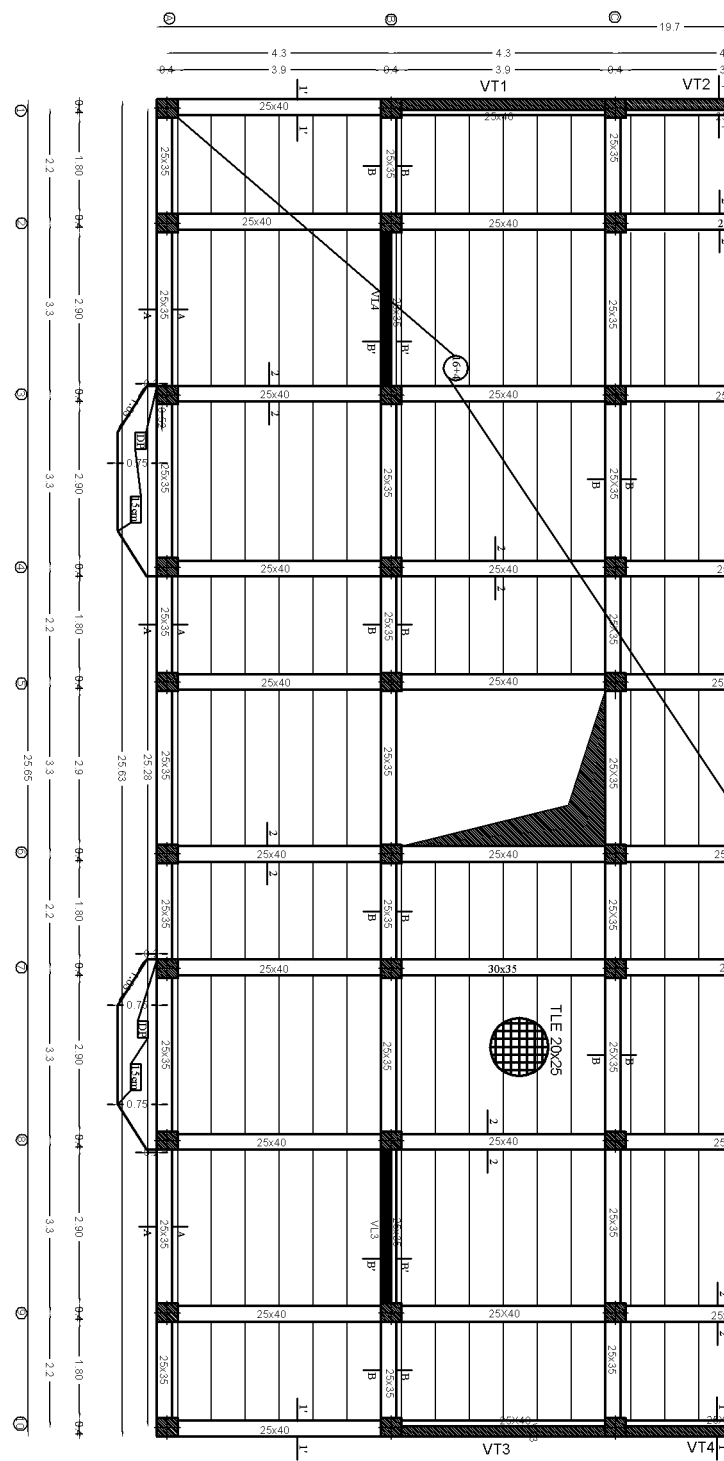
COUPEB-B

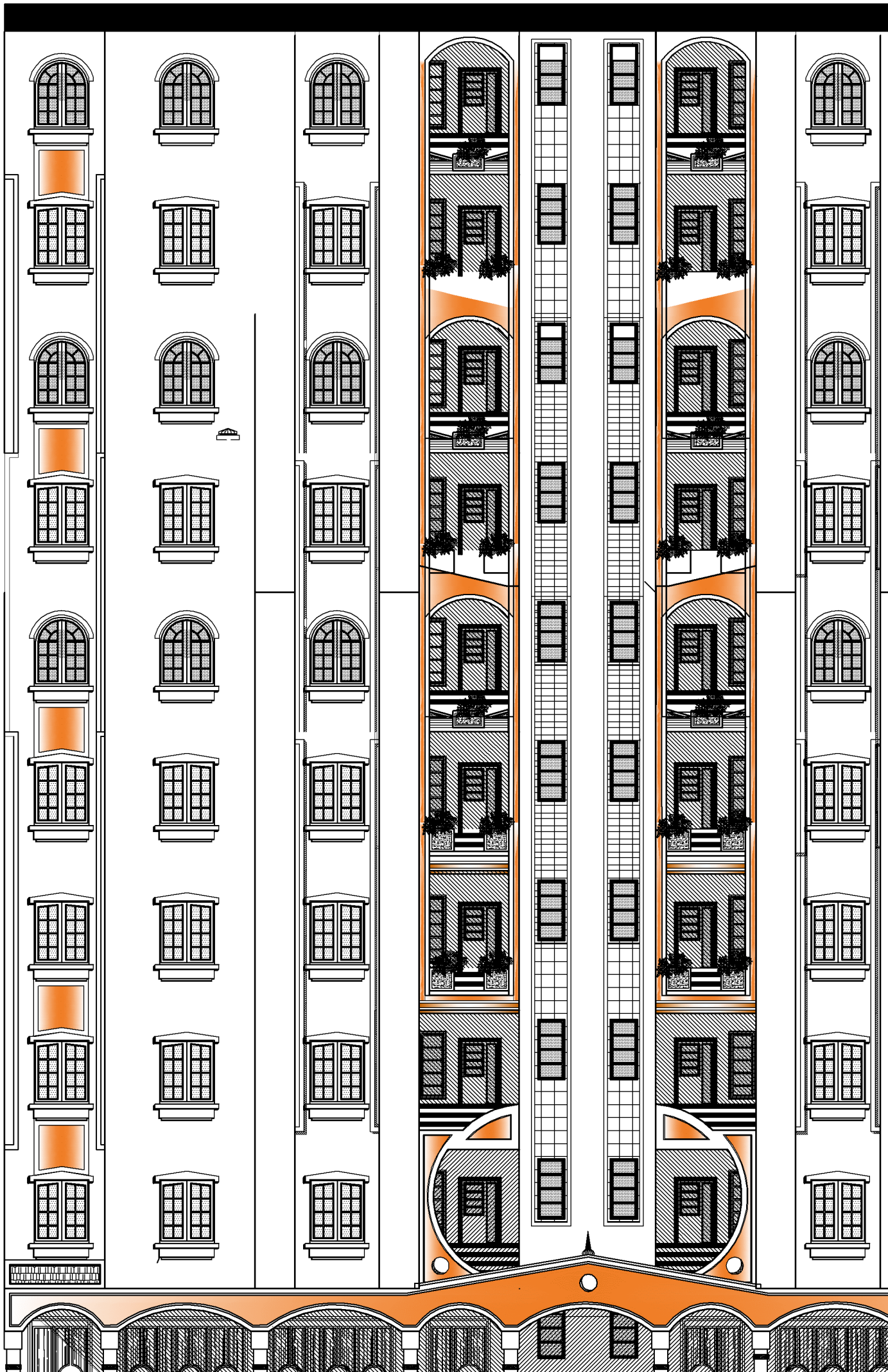


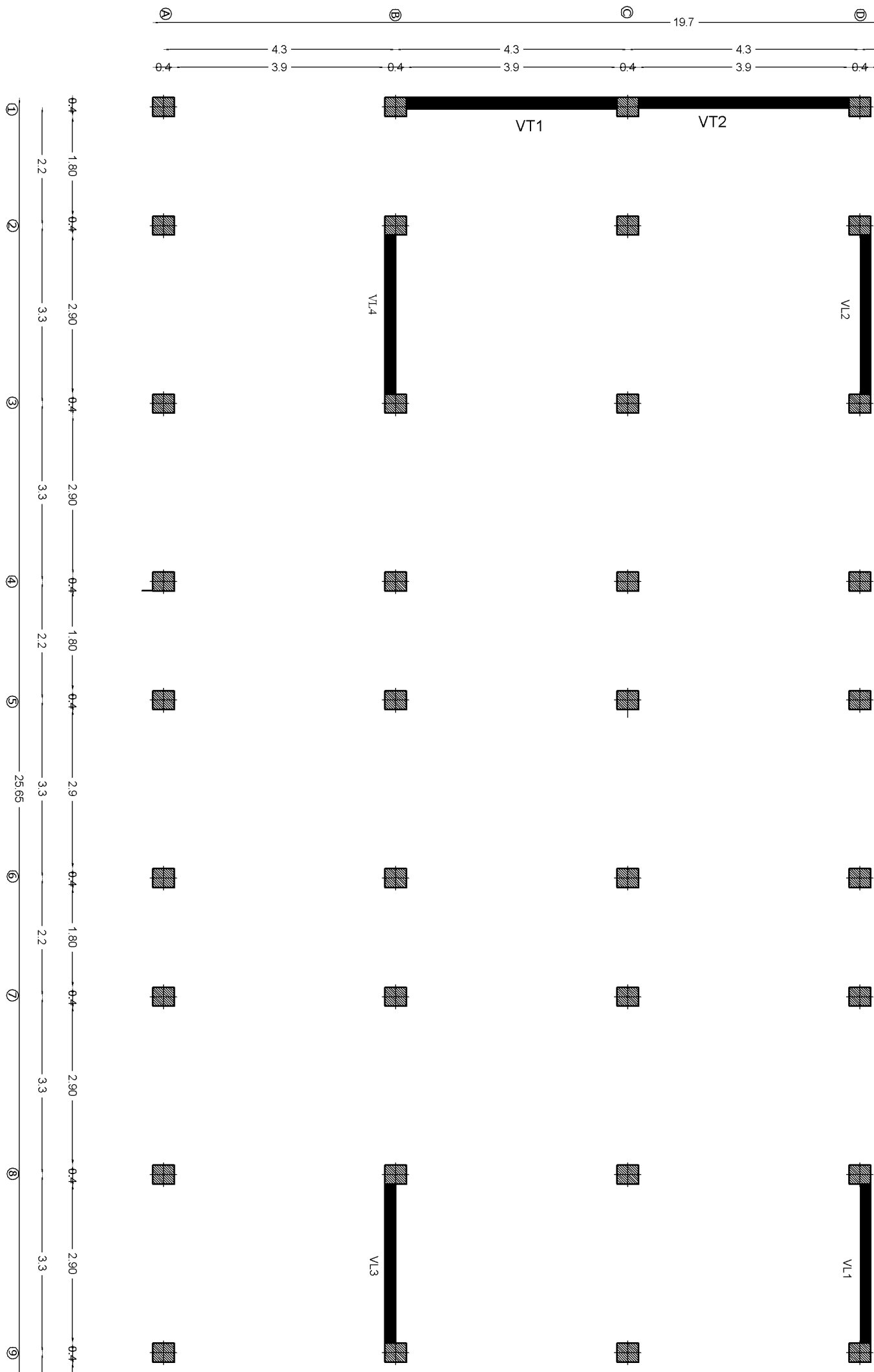


25,80
A





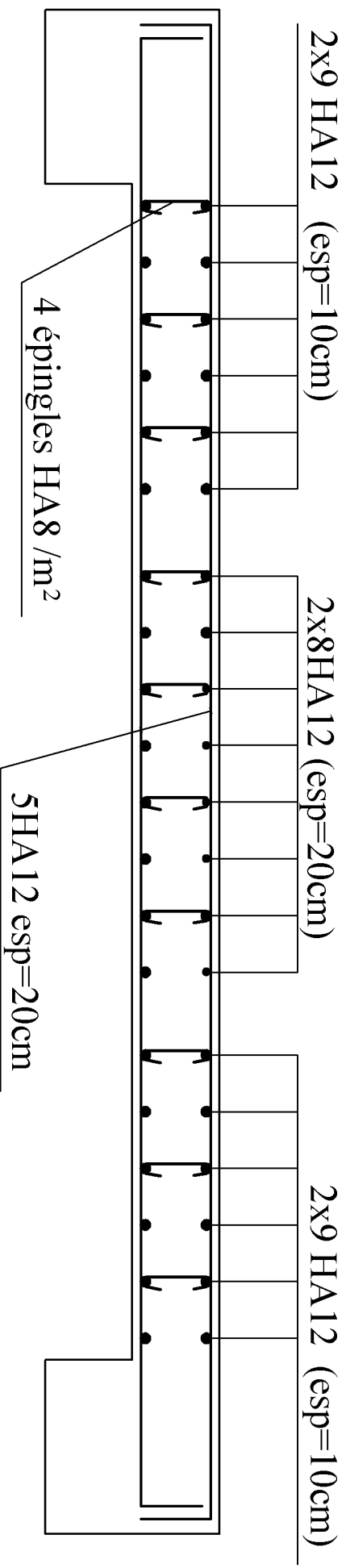




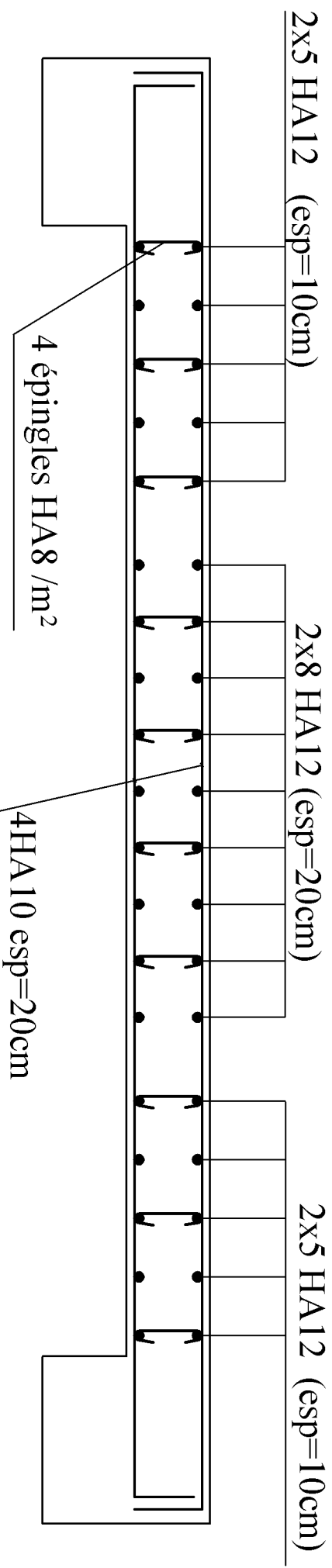
4 épingles HA8 /m²

4HA10 esp=20cm

Ferrailage des voiles longitudinaux 1; 2; 3 et 4 Zone II



Ferrailage des voiles longitudinaux 1; 2; 3 et 4 Zone III



4 épingles HA8 /m²

9HA12 (ep=20cm)

Ferrailage des voiles transversaux 1; 2; 3 et 4 zone II

2x8HA12(ep=10cm)

2x14HA12(ep=20cm)

2x8HA12(ep=10cm)

4 épingles HA8 /m²

6HA10(ep=20cm)

Ferrailage des voiles transversaux 1; 2; 3 et 4 zone III

2x9HA12(ep=10cm)

2x14HA12(ep=20cm)

2x9HA12(ep=10cm)

4 épingles HA8 /m²

7HA10(ep=20cm)