

Université Mouloud Mammeri Tizi- Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département De Génie Civil



mémoire de fin d'étude

En Vue de l'Obtention du Diplôme

Master académique en Génie Civil Option Construction Civile Et Industrielle

Thème

**Etude d'une structure (RDC+7+S-SOL)
à usage d'habitation et commercial
a l'aide du logiciel ETABS**

Dirigé par :

M^{me}:Moubarek .H

Etudié par :

Cherifi jugurtha

Didaoui ferhat

REMERCIEMENTS

Avant tous, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire

Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promotrice

Mme Moubarek, H qui nous a beaucoup aidée .

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis qui nous ont soutenus et encouragés.



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents

Qui m'ont encouragé et soutenue.

A mes frères et à ma grande mère qui a laissée un grand vide dans ma vie.

A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidé.

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

C.jugurtha



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents

Qui m'ont encouragé et soutenue.

À tous mes amis qui m'ont beaucoup aidé.

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

D.ferhat



INTRODUCTION

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions qui contribue au développement du pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles d'art de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le cout .

L'Algérie présente une vulnérabilité élevé au séisme du fait de sa situation géographique, après avoir subie de nombreux séisme dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui a secoué les régions centre du pays, la réglementation de la construction s'est vu renforcé par de nouvelles normes de sécurité plus strictes. à cet effet l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventements à choisir...). Pour le calcul de ces ouvrages nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le (RPA99/version2003) et les règlements (BAEL91/modifiée99).

L'objet de notre travail est l'étude d'une structure en (RDC+7+sous sol) a usage d'habitations et commercial , composée de portique et voiles

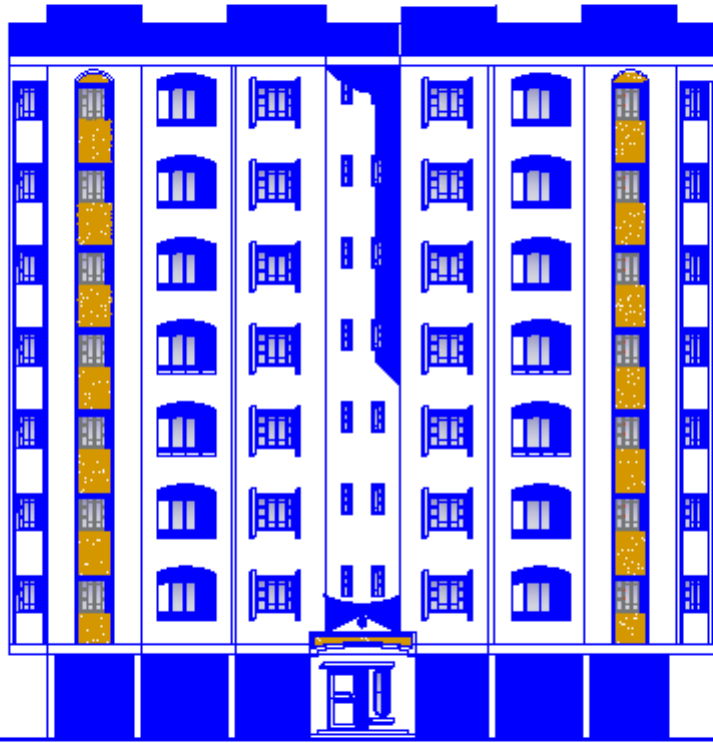
Notre travail se subdivise en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. puis nous procéderons à l'établissement des descentes de charges ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments , enfin nous calculerons le ferrailage des différents éléments secondaire (acrotère, escalieretc.)

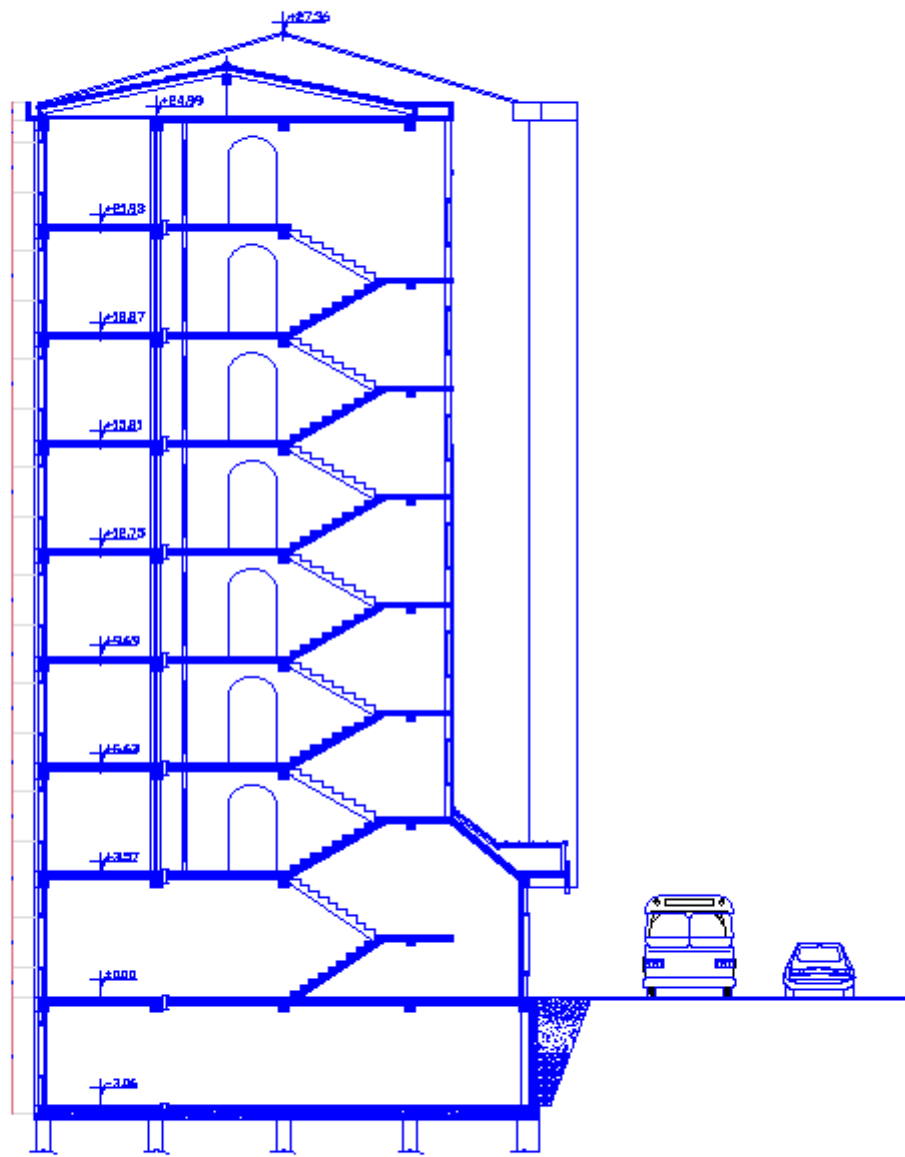
La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux , pour y arriver , nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D soumis a des différents charges (charge permanente G, surcharge d'exploitation Q et a l'effet du séisme E) à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) qui nous permettra d'avoir les résultats suivant :

- les caractéristiques vibratoires (période propre et mode propre) de la structure
- les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux, voiles

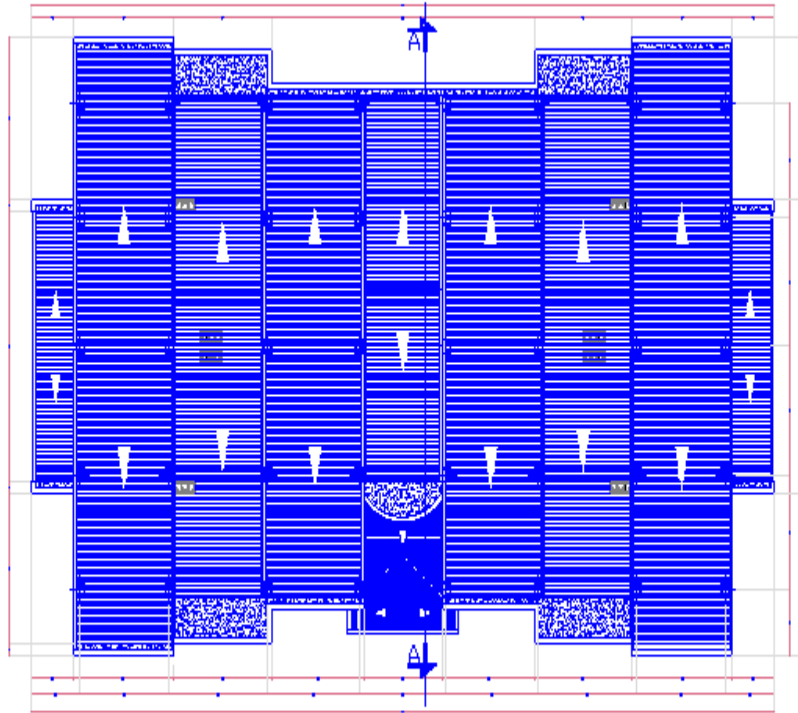
Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude du mur plaque et l'infrastructure dont nous exposerons la méthode de calcul.



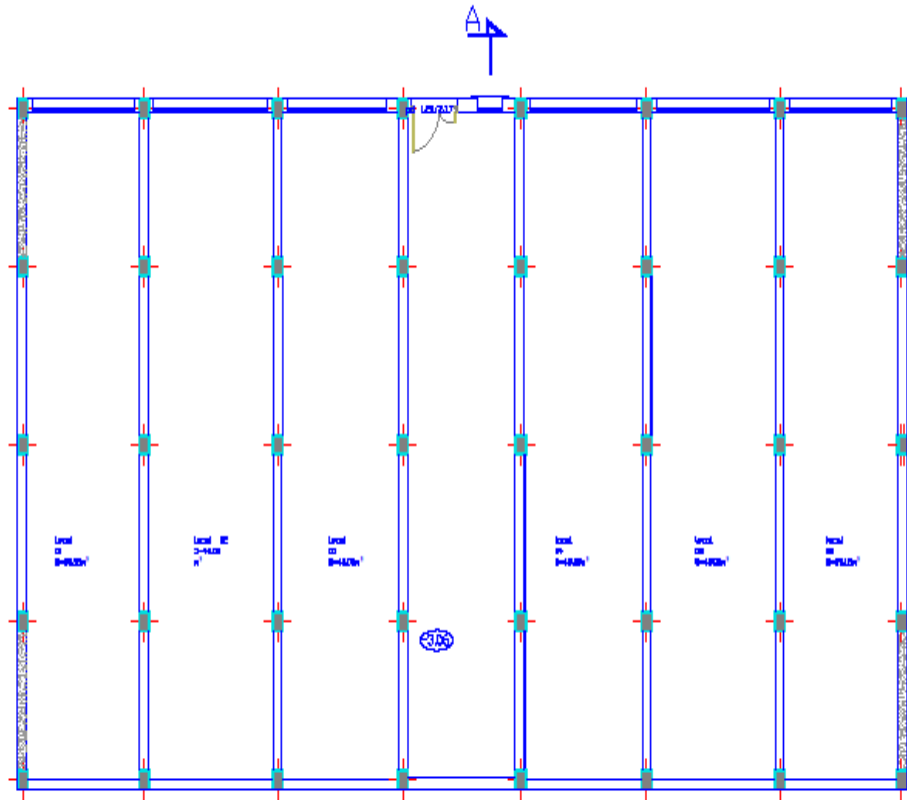
FACADE PRINCIPALE



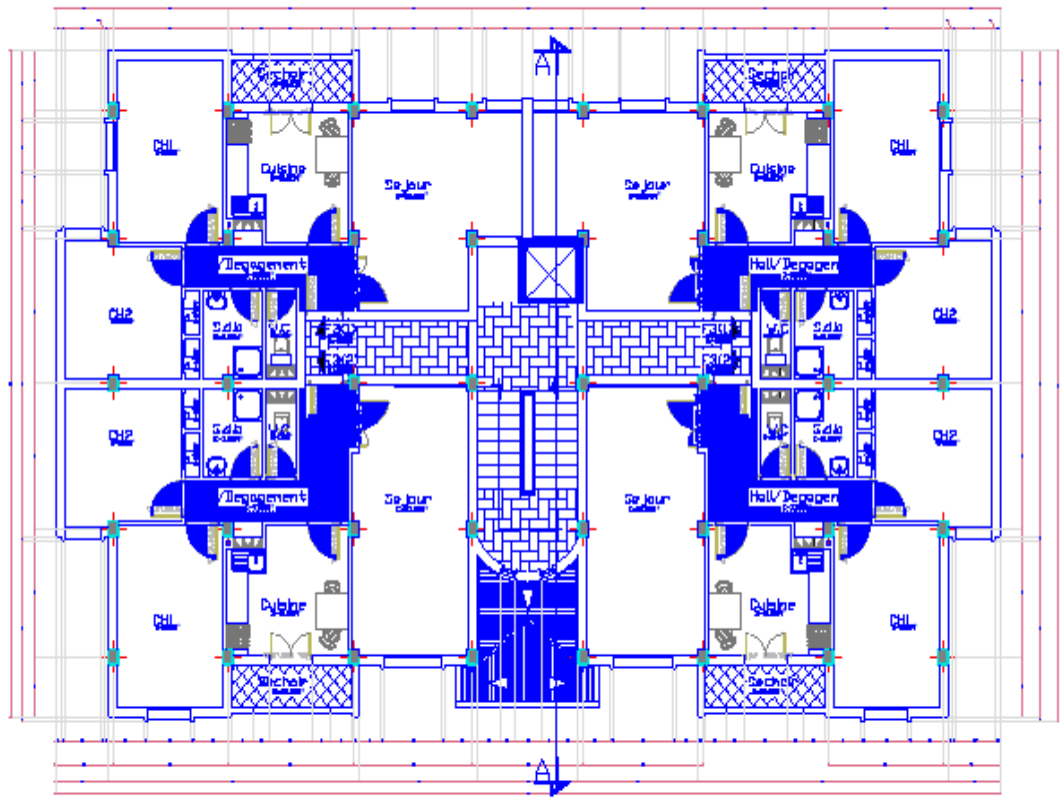
COUPE A-A



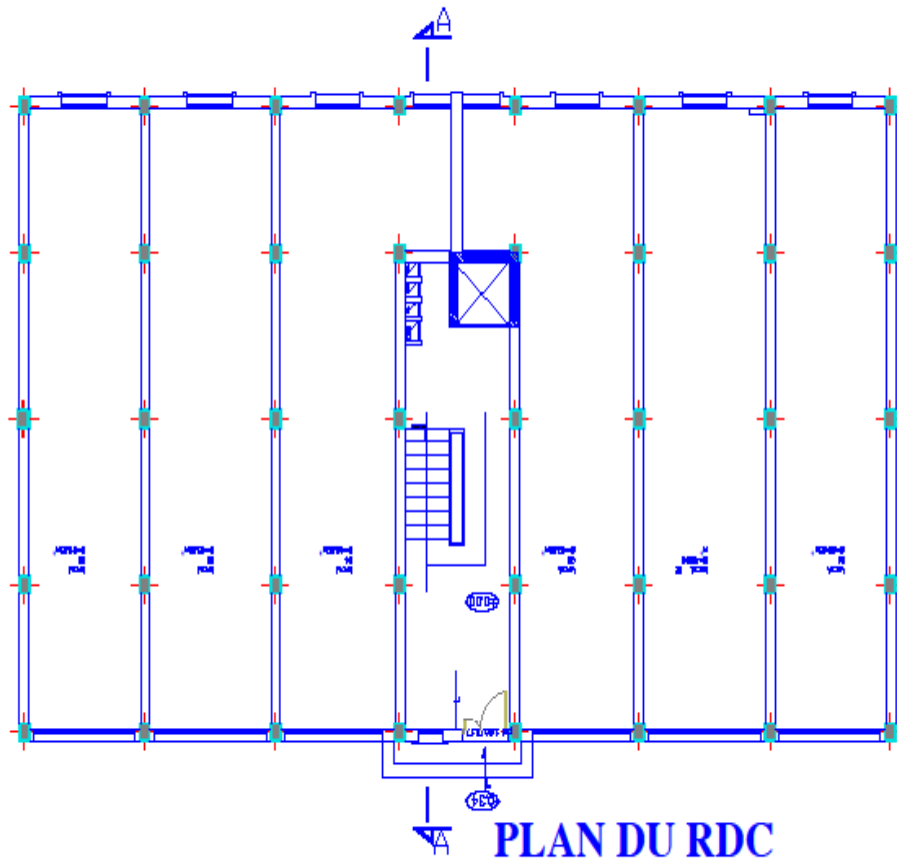
PLAN DE TOITURE



PLAN SOUS SOL 



PLAN DE L'ETAGE COURANT



SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....9

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

III.1 : Acrotère.....30

III.2 : Escaliers.....40

III.3 : Plancher.....67

Chapitre IV : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA.....103

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 : Poteaux.....123

V.2 : Poutres.....139

V.3 : Voiles.....156

Chapitre VI : Etude du mur plaque.....169

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....177

ANNEXES :

ANNEXE 1 : Etude de contreventement

ANNEXE 2 : Etapes de modélisation

I.1. Présentation de projet :

Le projet présente dans le mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment en (R+7+sous sol) a usage habitation, et commerciale le bâtiment sera implante a TADMAIT daïra DRAA BEN KHEDDA wilaya TIZI OUZOU. Classe selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99verssion 2003) comme une zone moyenne sismicité (zone II_a).

L'études de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur a savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

1. La nature de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment (R+7+S-sol)

- Un sous sol usage commerciale
- Un RDC usage commerciale
- 7 étages courants.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

- hauteur de sous sol : 3.06m
- hauteur de RDC : 3.57m
- hauteur des étages courants : 3.06m
- hauteur de l'acrotère :0.55m
- hauteur totale : 27.36
- longueur totale : 23.40m
- largeur totale : 14.00m

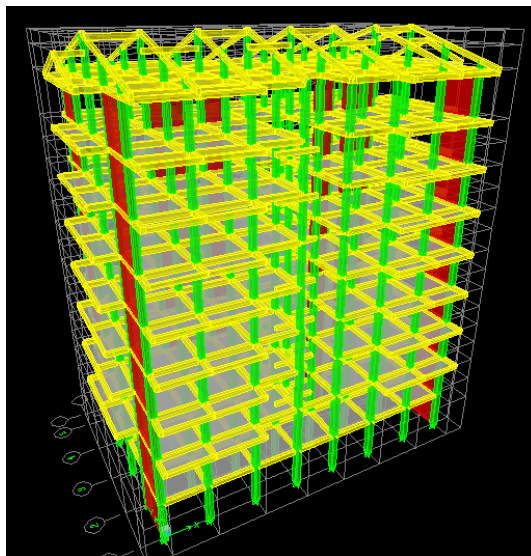


Figure I.1 :figure de notre structure

3. Donnée du site :

- zone moyenne sismicité
- groupe d'usage 2
- site 03 site meuble
- contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=1.5$ bars "

I .2. Eléments de l'ouvrage :

1-Ossature :

Le contreventement du bâtiment est composé de :

- Poteaux et poutre formant un système de portique, dans les deux sens transversal et longitudinal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- Des voiles en béton armé, disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement, assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage .

2-Les planchers :

Sont des plans horizontaux, séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation, ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet on distingue 2 types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Plancher dalle pleine** : des dalles planes en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

3-Maçonnerie :

On appelle maçonnerie d'un ouvrage composé de matériaux (brique, pierres,.....etc.), unis par un liant (plâtre, ciment,.....etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à double cloisons.

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** : sont constitués de double cloisons en brique creuse de 10cm, d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse 10cm d'épaisseur.

➤ Les Revêtements :

- Horizontal :
 - Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Vertical :
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades

➤ **Les escaliers :**

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas on a deux cages d'escaliers, une est destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation, tandis que l'autre est destinée à assurer le passage vers le sous sol.

Les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé, coulés sur place avec deux volées par niveau.

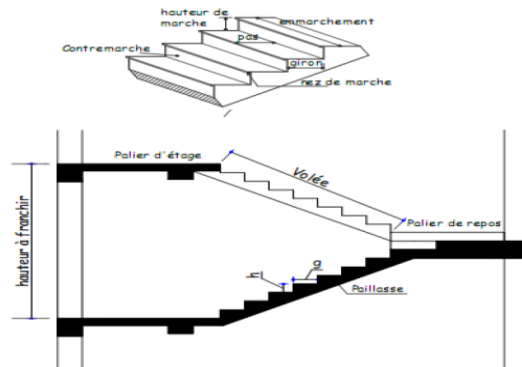


Figure I.2 : coupe verticale des escaliers

➤ **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, réalisée en voiles coulés sur place, allant du Sous-sol au 7^{ème} étages.

➤ **L'acrotère :**

Elle sera réalisée en béton armé.

➤ **Les Fondations:**

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la Superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

➤ **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre
- Réduction des opérations manuelles

I.3.Caractéristique des matériaux utilisés :

Les matériaux sont l'ensemble des matières, et produits mis en œuvre sur les chantiers de construction. Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

1-Béton : est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées,..), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés tout en respectant des rapports bien définis. Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique qui varie avec:

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau
- Le diamètre maximal

a. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression** : Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

Pour notre cas on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression sera calculée comme suit (Art A.2.1 .11 BAEL91 modifiées 99).

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 \cdot j} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.40 + 0.95 \cdot j} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- **Résistance à la traction** : La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante : **(CBA 93 article A.1.2.1.2).**

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

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

À : $j = 28$ jours ; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

b. Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

- ✓ **Etats limites ultimes (ELU) Correspond à la limite :**

-Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement) ;

-Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement), et surtout de la perte de résistance Mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

(BAEL91 article A.4.3.4)

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle ;

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante.

Remarque : 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieur à 24h

$\theta = 0.85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

$j = 28$ jours $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.20MPa$.

✓ Diagramme des contraintes – déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99)
Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰

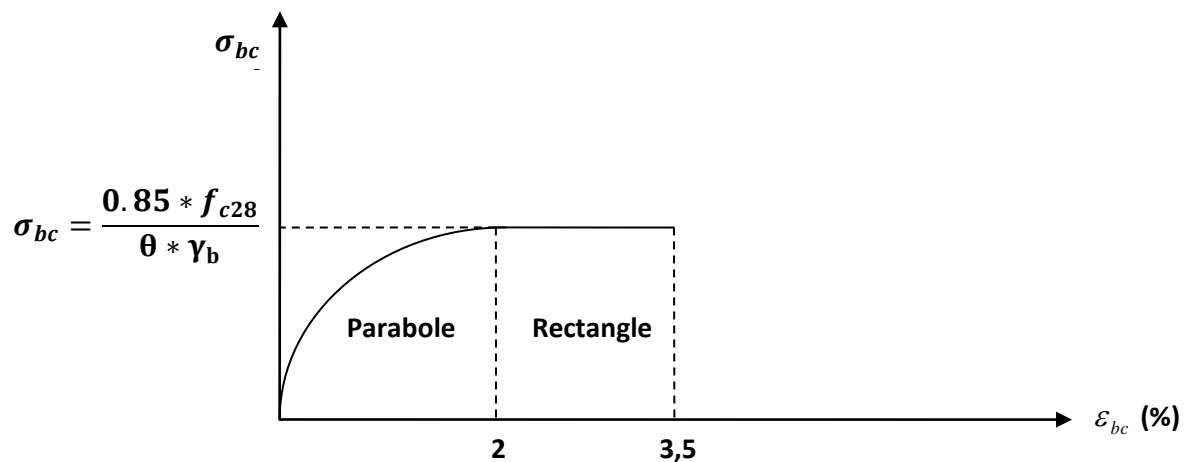


Figure I.3: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

Avec : σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression ;

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

Pour : $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$, on applique la loi de Hooke.

✓ **Etats limites de service(ELS)** :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99)

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

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

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

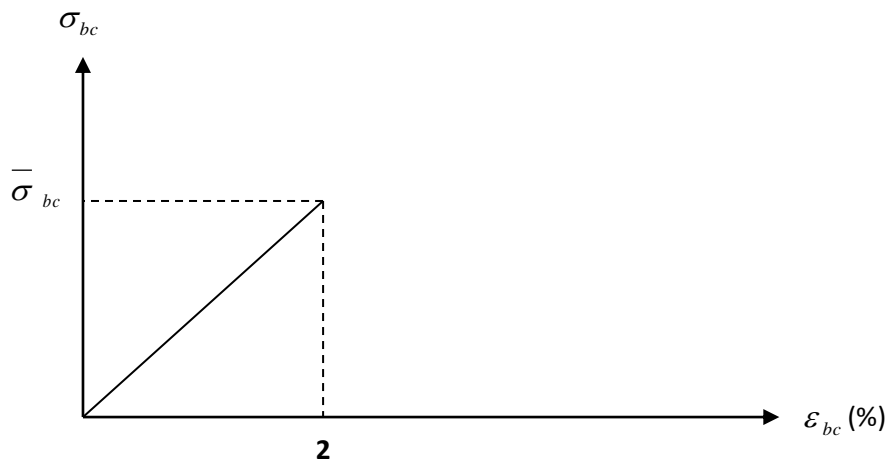


Figure. I. 4 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à (ELS)

✓ **Contrainte limite ultime de cisaillement** : (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)
La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

Avec :

V_u : Effort tranchant à L'ELU dans la section ;

b_0 : Largeur de l'âme ;

$d = 0.9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5MPa]$.

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4MPa]$.

c. Module de déformation longitudinale :

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

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée** (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées99)

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 MPa$.

✓ **Module de déformation différée** : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{vj} = 10818.86MPa$.

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24heure à l'âge de j (jours)

d. Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

$\nu = 0$ À L'ELU

$\nu = 0.2$ À L'ELS

2. L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface.

Pour notre bâtiment, nous choisissons un acier à haute adhérence (HA) : FeE400 ;

a. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :(Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99) :

Il est noté « E_s », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 105MPa$$

b. Les contraintes limites :

- ✓ **E.L.U :**(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) : La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

- ✓ **E.L.S :**(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) : Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de BAEL 91(modifiées 99), on distingue trois cas de fissuration :

✓ **Fissuration peu nuisible :** (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99)

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

✓ **Fissuration préjudiciable :** (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99)

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

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

Fissuration très préjudiciable :(Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,.....).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right).$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés ;

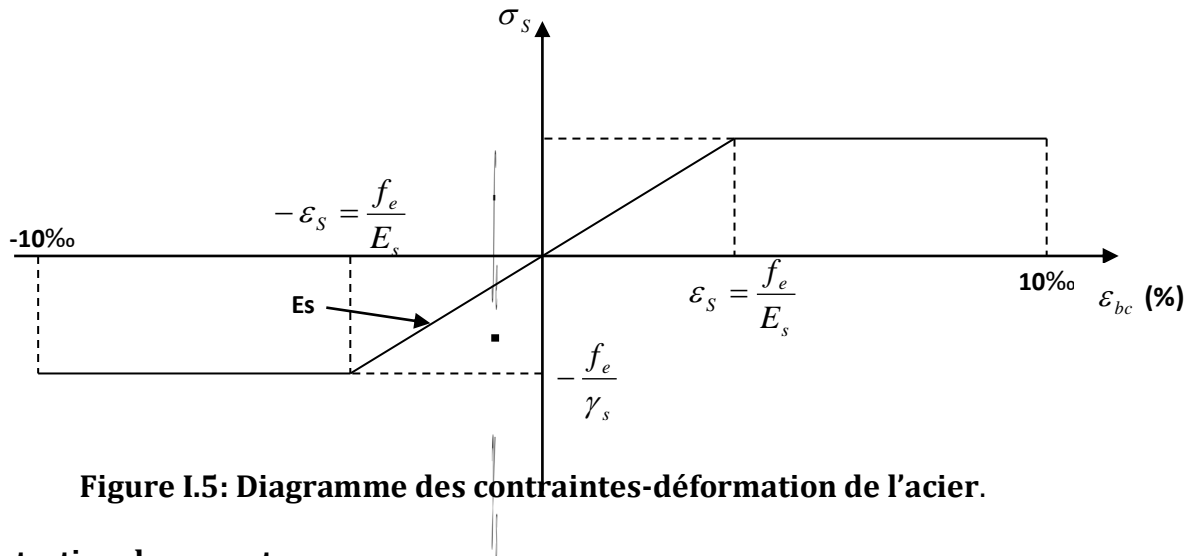
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours ;

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1.0$ ----- Pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1.6$ ----- Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta=1.3$ ----- Pour les treillis soudés.



c. Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).

- **c ≥ 5 cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Après avoir définie les caractéristiques géométriques de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au dimensionnement des éléments porteurs de la structure à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles, les poteaux.

II. 1.Le pré dimensionnement des éléments :

1.Les poutres:

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données les relations suivantes : **(BAEL91)**

- h : hauteur comprise entre $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- b : largeur comprise entre $0.4h \leq b \leq 0.7h$
- L : portée libre entre nus d'appuis.

Tout en respectant les conditions du **RPA99 (article 7.5.1)**, relatives au coffrage des poutres à savoir :

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

-Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

La hauteur :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$L=360\text{cm}$$

$$360/15 \leq h \leq 360/10 \Rightarrow 24 \leq h \leq 326$$

Soit : **h=35cm.**

La largeur :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 25$$

Soit : **b=25cm**

Vérification des conditions du RPA

b = 25cm \geq 20cmCondition vérifiée.

h = 35cm \geq 30cm..... Condition vérifiée.

h/b=1.5 < 4. Condition vérifiée.

-Poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

La hauteur:

Elle est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L = 350 \text{ cm}$$

$$350/15 \leq h \leq 350/10 \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

Soit : **h=35cm**

La largeur :

Elle est donnée par :

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 25$$

soit : **b=25cm**

Vérification des conditions du RPA

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

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

$h/b = 1.5 < 4$ Condition vérifiée

Conclusion :

Les poutres principale :(25x35) cm

Les poutres secondaire : (25x35) cm

-Poutres paliers:

Ce sont les poutres qui supportent la paillasse d'un escalier.

• Hauteur (ht):

la hauteur h_t est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \quad \text{où } L_{\max}: \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

h_t : hauteur totale de la poutre.

$$L_{\max} = 310\text{cm.}$$

$$310/15 = 20.67 \leq h_t \leq 310/10 = 31$$

$$20.67\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm}$$

Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :

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

$h_t \geq 30 \text{ cm.}$

Nous adopterons $h_t = 30\text{cm}$.

$h_t/b < 4$.

• Largeur (b):

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

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Nous adopterons $b = 25\text{cm}$.

donc (b x h) = (25 x 30)

-Poutres de chaînage:

• **Hauteur (h_t):**

La hauteur h_t est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \quad \text{où} \quad L_{\max}: \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 360 \text{ cm.}$$

$$360/15 = 24 \leq h_t \leq 360/10 = 36 \quad 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :

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

$$h_t \geq 30 \text{ cm.} \quad \text{Nous adopterons } h_t = 30 \text{ cm.}$$

$$H_t/b < 4.$$

• **Largeur (b):**

$$0,4 h_t = 12 \leq b \leq 0,7 h_t = 21 \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous adopterons $b = 20 \text{ cm.}$

donc ($b \times h$) = (20 x 30)

-Poutres ferme:

• **Hauteur (h_t):**

La hauteur h_t est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \quad \text{où} \quad L_{\max}: \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 350 \text{ cm.}$$

$$350/15 = 23.33 \leq h_t \leq 350/10 = 35 \quad 23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm}$$

Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :

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

$$h_t \geq 30 \text{ cm.} \quad \text{Nous adopterons } h_t = 30 \text{ cm.}$$

$$H_t/b < 4.$$

• **Largeur (b):**

$$0,4 h_t = 12 \leq b \leq 0,7 h_t = 21 \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous adopterons $b = 20 \text{ cm.}$

donc ($b \times h$) = (20 x 30)

2. Les planchers :

a) - les planchers en corps creux :

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression ferrillée avec un treillis soudé. Le corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec :

H_t : La hauteur totale du plancher.

L : La longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

A.N :

$$L = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{335}{22.5} = 14.88 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants :

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

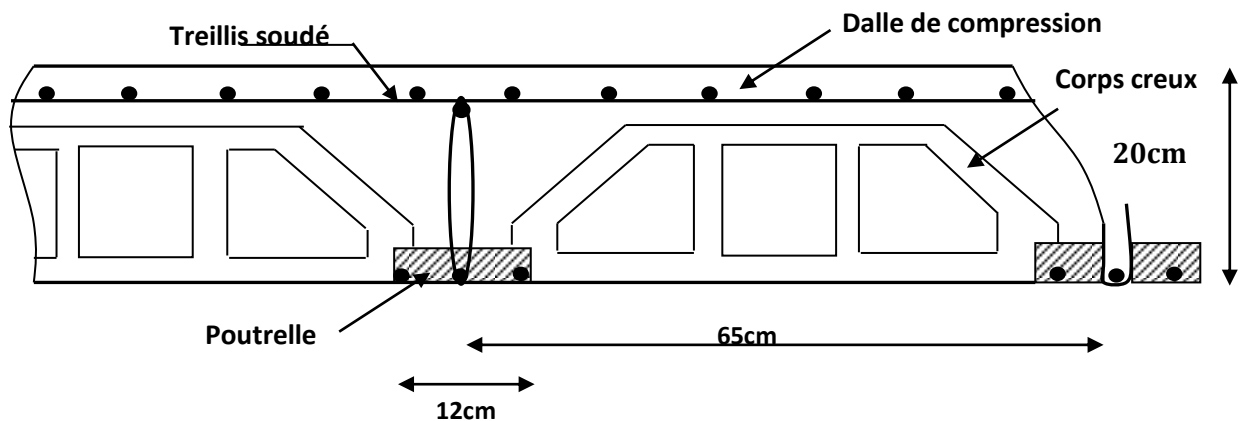


Figure II. 1 : Schéma d'un plancher en corps creux

b) Plancher dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance à la flexion :**

Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

$$\Rightarrow L = 3.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 6 \leq e \leq 7.5$$

Donc on prend : $e = 7 \text{ cm}$

- Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu,

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu,

$e = 17,5\text{ cm}$ pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on

opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e = 15\text{cm}$

- Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2

$$Mp = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow Pe \geq Mp$$

$\rho_{\text{béton}}$

≥ 2500

$$2500 = 0,14\text{m avec } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

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

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 charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

(D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003) le pré dimensionnement des voiles se fera comme suit :

- a) L'épaisseur du voile « e » est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités.

$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

Comme dans notre cas les voiles

sont linéaires donc : $e_p \geq \frac{h_e}{20}$

AN :

$h_e = 3,37\text{m}$ pour sous sol

$h_e = 2,86\text{m}$ pour les étages courants

$$e_p \geq \frac{3,37}{20} = 16,85 \text{ cm (pour sous sol)}$$

$$e_p \geq \frac{2,86}{20} = 14,3 \text{ cm (pour les etages courants)}$$

On prend $e_p = 20\text{cm}$

Selon le **(RPA99/Version2003)**, ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $L_{\text{min}} \geq 4e$ dans notre cas :

$e = 20\text{cm}$ pour le sous sol et $e=20\text{cm}$ pour les étages courants.

$$L_{\min} \geq 4e = 4 \times 20 = 80\text{cm}.$$

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

Dans notre cas $\Rightarrow L \geq 4 \times e_p \quad L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$

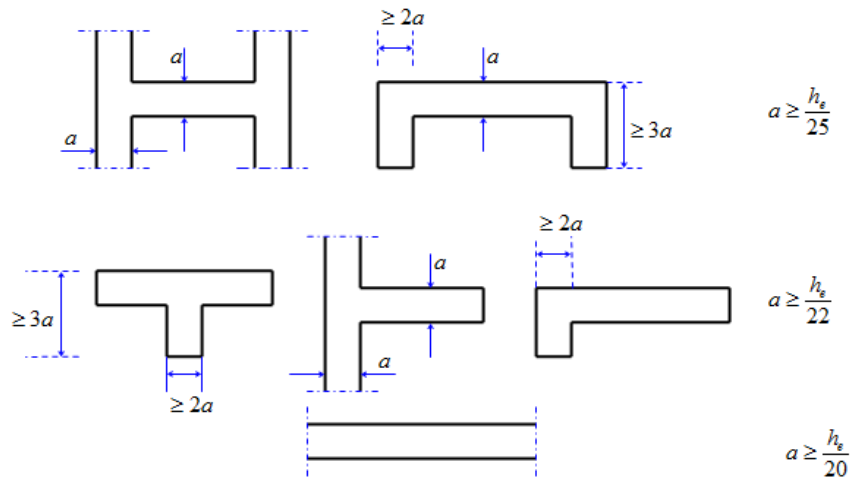


Figure II. 2 : Coupe de voile en plan [RPA].

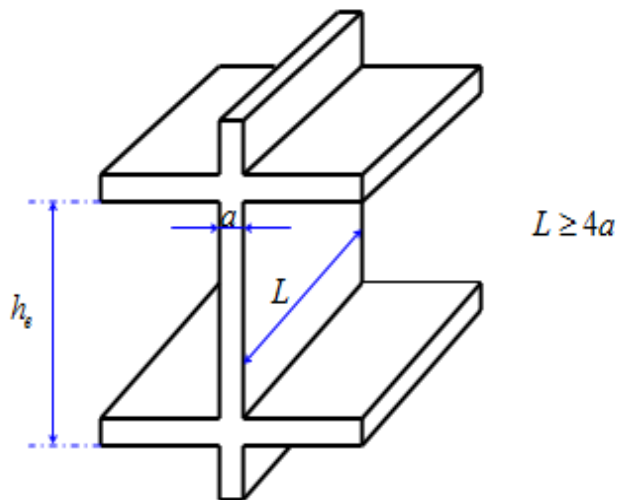


Figure II. 3 : Coupe de voile en élévation [RPA].

4. Les Poteaux :

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

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_c} \leq 0.30$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

Selon le **(RPA 99, Art. 7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

☐ $\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{En zone I et IIa.}$

☐ $\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{En zone III et IIb.}$

☐ $\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Avec :

(b_1, h_1) : dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

II.2. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2) :

Pour pré dimensionner les éléments, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

a) Charges permanentes :

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

- Acrotère

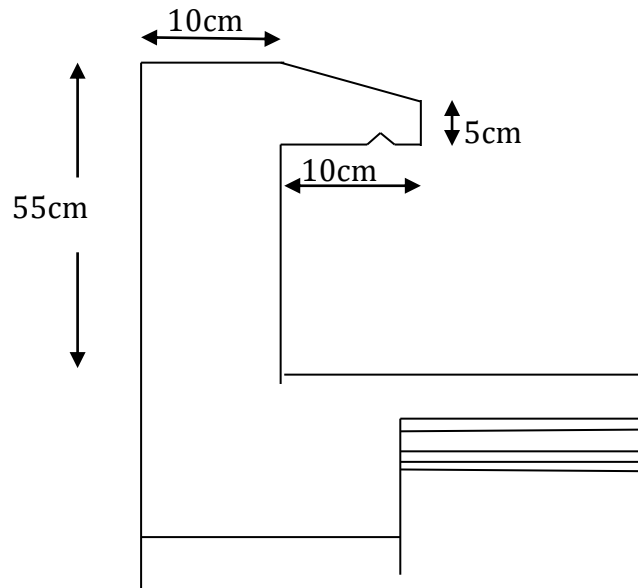


Figure II.4. coupe verticale de l'acrotère

Élément	G(KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	1.725
Enduit ciment	0.33
Total	2.055

Tableau II.1 :Charge permanentes de l'acrotère

- Toitures :



Figure II.5. Eléments constitue la toiture en tuile

Eléments	G (KN /m²)
Latis ou linteaux en sapin	0.03
Couverture en tuiles mécaniques a emboitement (litage, voliges ou support compris)	0.35 a 0.45
Charge permanente totale	G_t =0.45

Tableau II.2 :Charge permanentes de la toiture

Plancher d'étage courant :

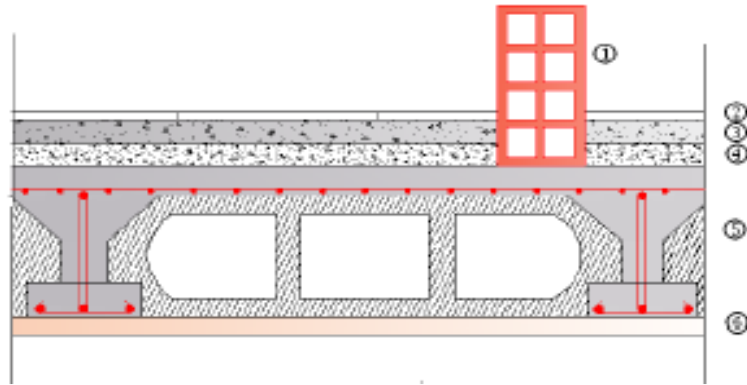


Figure II.6. Eléments constitue du plancher courant.

N°	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Cloison en briques creuses	0.10	9.00	0.90
2	Revêtement en carrelages	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.20	14.25	2.85
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20

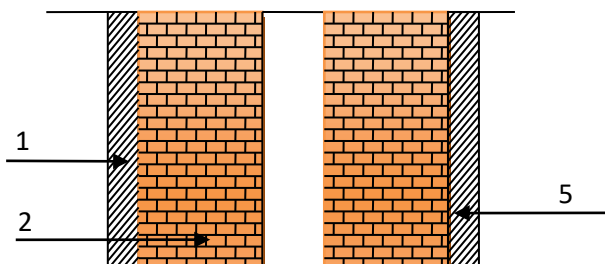
Charge permanente totale

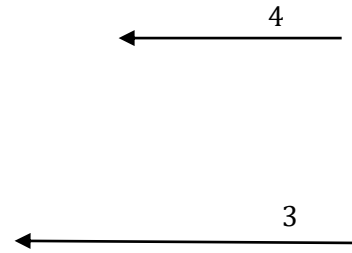
G_t =5.11

Tableau II.3 :Charge permanentes du plancher (étage courant et a usage de commerce) :

-Maçonnerie :

➤ **Mur extérieur :**





N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.015	18	0.27
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Lame d'aire	0.05	0	0
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre sur la face intérieure	0.015	10	0.15
Charge permanente totale				G_t=2.67

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

➤ **Mur intérieur :**

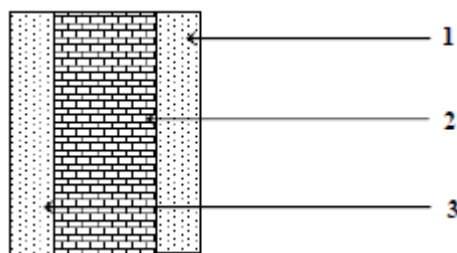


Fig II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	enduit plâtre	0.02	10	0.20

2	Brique creuse	0.01	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G_t = 1.3

Tableau II.5: Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

• **Les Voiles :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Voile en béton armé	0.20	25	5
2	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
3	Enduit de ciment	0.03	18	0.54
Charge permanente totale				G_t = 5.74

Tableau II.6: Valeur de la charge de les voiles

b).Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher toiture **Q= 1,00 KN / m²**
- Plancher étage courant : à usage d'habitation **Q= 1,50 KN / m²**

- Plancher a usage de commerce..... $Q=5 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère..... $Q= 1,00 \text{ KN / ml}$
- L'escalier..... $Q= 2,50 \text{ KN / m}^2$
- Les balcons..... $Q= 3,50 \text{ KN / m}^2$
- plancher Entre sol $Q=2.5\text{KN/m}^2$
- l'escalier de entre sol..... $Q=5\text{KN/m}^2$

II.3. Détermination de l'effort NS par la descente de charges :

• **Surface d'influence du poteau (3-C) :**

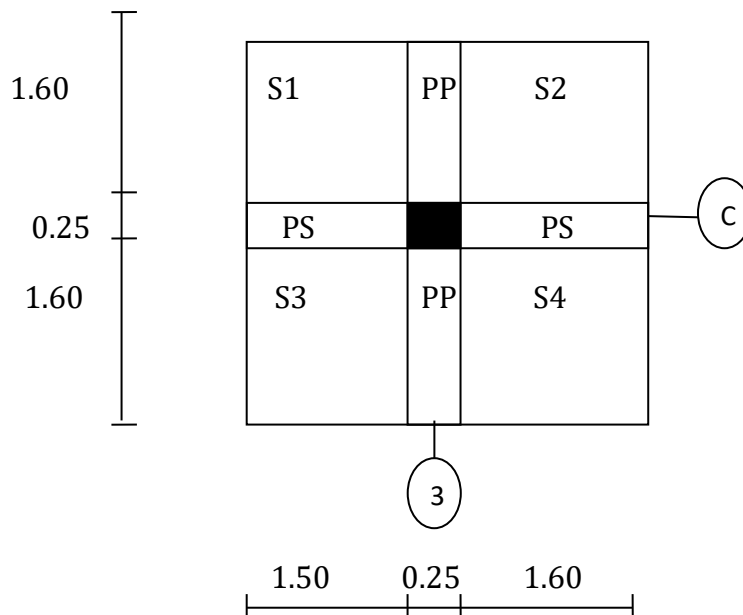


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité(3-C)

• **La surface afférente :**

-pour la charge permanente :

$$S= S1+S2+S3+S4$$

Avec:

$$S1 = 1.60 \times 1.50 = 2.40 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.60 \times 1.50 = 2.40 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$S= 2.40+2.56+2.40+2.56=9.92 \text{ m}^2$$

S=9.92m² plancher étage courante

$$S=3.60 \times 3.40=12.24 \text{ m}^2$$

plancher toiture

-pour la charge d'exploitation:

$$S1 = 12.24 - (0.25 \times 0.25) = 12.17 \text{ m}^2$$

1 : calcul des poids propre des éléments au poteau (F- 3) :

• **Poids de la toiture**

$$G=12.24 \times 0.45= 5.51 \text{ KN}$$

$$Q=1.00 \times 12.24= 12.24 \text{ KN}$$

• **Poids des planchers :**

-Plancher étage courant (étages 1 au 7ème) :

$G=5.11 \times 9.92=50.69\text{KN}$
-Plancher étage courant (RDC et S-sol) :
 $G=5.11 \times 9.92=50.69\text{KN}$

$$Q=1.50 \times 12.15=18.26 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC}}=5.00 \times 12.15=60.85 \text{ KN}$$
$$Q_{\text{S-SOL}}=2.50 \times 12.15=30.42 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres :**

-Poutres principales :

$$P_p = 0.25 \times 0.35 \times 3.60 \times 25 = 7.87\text{KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_s = 0.25 \times 0.35 \times 3.50 \times 25 = 7.66\text{KN}$$

D'où le poids total des poutres :

$$P_t = 7.87 + 7.66 = 15.53\text{KN}$$

$$P_t = 15.53\text{KN}$$

- **Poids des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, a partir de RPA99(modifiée 2003) nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 25\text{cm} \\ H = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

$$P_{pot} = (a \times b) \times h_{pot} \times \rho_b$$

Etage courant et le S-sol:

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 2.71 \times 25 = 4.234\text{KN}$$

RDC :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 3.57 \times 25 = 5.031\text{KN}$$

Comble :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 2.45 \times 25 = 3.828\text{KN}$$

2. Surcharges d'exploitation

a)Loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendants, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum du niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux, ce qui est le cas de notre bâtiment.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers a usage commercial, les charges vont se nommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients)

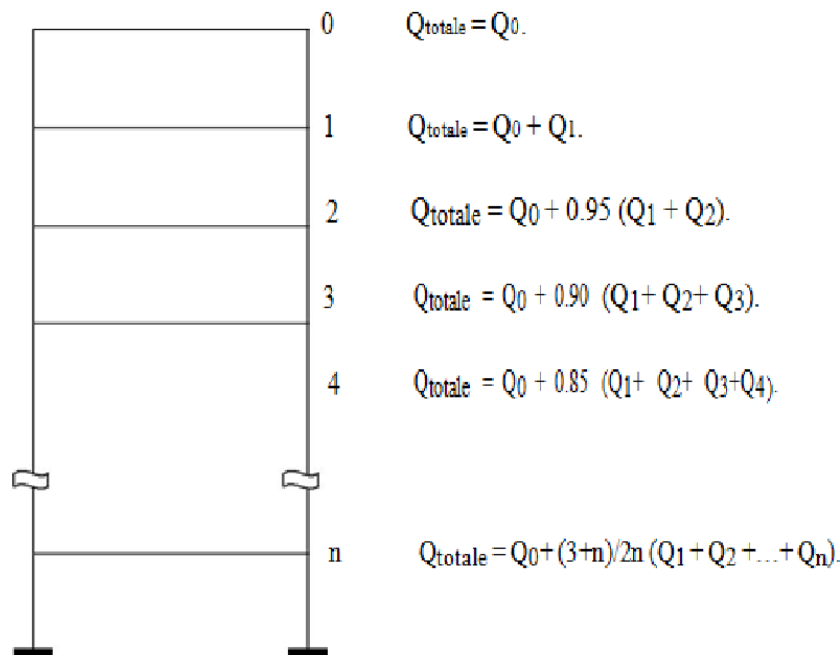


Figure II.10 : Loi de dégression des charges.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

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

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

b) Coefficients de dégression des surcharges :

La surface d'influence du plancher toiture : $S = 12.24 \text{ m}^2$

Plancher toiture $Q_0 = 1,00 \times 12.24 = 12.24 \text{ KN}$

La surface d'influence étage courant $S = 12.17 \text{ m}^2$

Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = 1,50 \times 12.17 = 18.26 \text{ KN}$

Plancher étage a usage commerce(RDC) : $Q_8=5 \times 12.17=60.85$ KN

Plancher Sous-sol : $Q_9=2.5 \times 12.17=30.42$ KN

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
NIV	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1
COEF	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	x	x

c) Calcul des surcharges :

Niveau08(toiture) ... $Q_0 = 12.24$ KN

Niveau07 ... $Q_0+Q_1=12.24+18.26=30.50$ KN

Niveau06 ... $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)= 12.24+0.95(18.26+18.26)=46.93$ KN

Niveau05 ... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 12.24+0.90(18.26 \times 3)=61.54$ KN

Niveau04 ... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=12.24+0.85(18.26 \times 4)=74.32$ KN

Niveau03 ... $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5)=12.24+0.8(18.26 \times 5)=85.28$ KN

Niveau02 ... $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=12.24+0.75(18.26 \times 6)=94.41$ KN

Niveau01... $Q_0+0.70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=12.24+0.70(18.26 \times 7)=101.71$ KN

Niveau00.... $Q_{RDC}+Q_{01}=60.85+101.71=162.56$ KN

Niveau-01.... $Q_{-01}+Q_{00}=30.42+162.56=192.98$ KN

Niv	Plancher KN	poutre KN	poteau KN	G_{tot} KN	G_{cum} KN	Q_{cum} KN	$N_d =$ $G_{cum} + Q_{cu}$ m	$B_c =$ $\frac{N_d}{0.3 \cdot f_{c28}}$	A_p adoptée	observatio n
Comble	5.51	15.53	03.83	24.87	24.87	12.24	37.11	49.48	25x25	Vérifiée
7	50.69	15.53	04.23	70.45	95.32	30.50	125.82	167.77	30x30	Vérifiée
6	50.69	15.53	04.23	70.45	165.77	46.93	212.70	283.60	30x30	Vérifiée
5	50.69	15.53	04.23	70.45	236.22	61.54	297.76	397.01	30x30	Vérifiée
4	50.69	15.53	04.23	70.45	306.67	74.32	380.99	507.98	30x30	Vérifiée
3	50.69	15.53	04.23	70.45	377.12	85.28	462.40	616.53	30x30	Vérifiée

2	50.69	15.53	04.23	70.45	447.57	94.41	541.98	722.64	40x40	Vérifiée
1	50.69	15.53	04.23	70.45	518.02	101.71	619.73	826.31	40x40	Vérifiée
RDC	50.69	15.53	05.03	71.25	589.27	162.56	751.83	1002.44	40x40	Vérifiée
SS	50.69	15.53	04.23	70.45	659.72	192.98	852.70	1136.93	40x40	Vérifiée

➤ **Vérifications des poteaux :**

Tableau : Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

Les étages	Poteaux (bxh)	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
Comble	25x25	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=25cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=12.2cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
3.4.5.6.7	35x35	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=35cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=15.3cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
1.2 ^{ème} étage	40x40	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=40cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=17.8cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
S-sol .RDC.	40x40	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=40cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	1 ^{er} étge.h _e /20=17.8cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées pour les différents sections de poteaux

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres, Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

Vérification des rigidités :

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

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

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

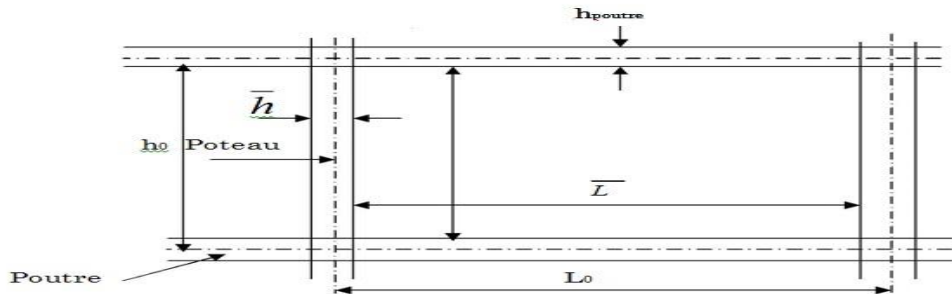


Figure II.11 : Identification des paramètres

Identification des paramètres :

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} x e_{pot} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} x h_{poutre}$$

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

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

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau II.7: Rigidités des poutres dans le sens x-x

Niveau	cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	$E_{p,p}$ _t	L _c	I _t	K _t
sous-sol 1 ^{er} étage 2 ^{ème} étage	1-2	{25x35	320	280	40	297.5	89322.9 2	300.25
	2-3		350	310		327.5		272.74
	3-4		330	290		307.5		290.48
	4-5		310	270		287.5		310.69
	5-6		330	290		307.5		290.48
	6-7		350	310		327.5		272.74
	7-8		320	280		327.5		300.25
								297.5
RDC	1-2	(25x35)	320	280	40	297.5	89322.92	300.25
	2-3		350	310		327.5		272.74
	3-4		330	290		307.5		290.48
	4-5		310	270		287.5		310.69
	5-6		330	290		307.5		290.48
	6-7		350	310		327.5		272.74
	7-8		320	280		327.5		300.25
								297.5
3 ^{ème} 4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	1-2	(25x35)	320	290	30	307.5	89322.92	290.48
	2-3		350	320		337.5		264.66
	3-4		330	310		327.5		272.74
	4-5		310	280		297.5		300.24
	5-6		330	310		327.5		272.74
	6-7		350	320		337.5		264.66
	7-8		320	290		307.5		290.48
Sous-			320					

toiture	1-2		350	295		310		145.16
	2-3	(20x30)	330	325	25	340		132.35
	3-4		310	315		330		136.36
	4-5		330	285		285	45000	157.89
	5-6		350	315		330		136.36
	6-7		320	325		340		132.35
	7-8			295		310		145.16

Tableau II.8: Rigidités des poutres dans le sens y-y

Niveau	cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	E_p, p_t	L _c	I _t	K _t
sous-sol	1-2		320	280		297.5		300.25
1 ^{er} étage	2-3	(25x35)	360	320	40	337.5	89322.92	264.66
	3-4		360	320		337.5		264.66
2 ^{ème} étage	4-5		320	280		297.5		300.25
	1-2	(25x35)	320	280		297.5		300.25
RDC	2-3		360	320	40	337.5	89322.92	264.66
	3-4	320	320		337.5	264.66		
	4-5			280	297.5	300.25		

3ème			320					
4ème, 5ème 6ème, 7ème étage	1-2		360	290		305		292.86
	2-3	(25x35)	360	330	30	345	89322.92	258.91
	3-4		320	330		345		258.91
	4-5			290		305		292.86
Sous- toiture			320					
	1-2		360	295		310		145.16
	2-3	(20x30)	360	335	25	350	45000	128.57
	3-4		320	335		350		128.57
	4-5			295		310		145.16

Tableau II.9: Rigidités des poteaux dans le sens x-x et y-y

cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h ₀	h̄	1/2e _p	h _c	I _t	Kt
S-sol 1ér 2eme etage	40x40	306	271	20	291	213333.3	733.1
RDC	40x40	357	322	20	342	213333.3	623.78
3eme 4eme 5eme	30x30	306	271	15	286	67500	236.01

6ème							
7ème							
Sous-toiture	25x25	230	200	12.5	212.5	32552.1	153.18

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée, donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Niveaux	L_0 (m)	Section (cm)
S-SOL , 1ér,2ème étage	3.06	(40x40)
RDC	3.57	(40x40)
3ème,4ème,5ème,6ème,7ème	3.06	(35x35)
Etage		
Sous-toiture	2.30	(30x30)

II.4. Vérifications au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élanement λ des poteaux est :

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

Avec

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

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

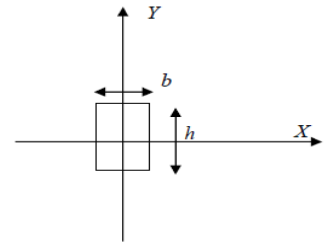
S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

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

On vérifie avec $\lambda_{\max} = \frac{l_f}{i_{\min}}$ tel que $i_{\min} = \frac{b^3 \times h}{12}$



Les étages	Poteaux (bxh)	Conditions	Valeur calculée	Observation
comble	30x30	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	16.16 ≤ 50	Condition Vérifiée
3.4.5.6.7	35x35	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	18.77 ≤ 50	Condition Vérifiée
1.2	40x40	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	18.53 ≤ 50	Condition Vérifiée
RDC	40x40	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	21.62 ≤ 50	

Condition Vérifiée

Sous.sol

40x40

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

18.53 ≤ 50

Condition Vérifiée

Tableau II.10: Vérification au flambement

N.B : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.5.Conclusion :

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

- Hauteur du plancher ht = 20cm soit un plancher de 16+4 cm.

-Section des poutres principales (25x35) cm²

- Section des poutres secondaires (25x35) cm²

- Section des poutres de chaînage (20x30) cm²

- Section des poutres de paliers (25x30) cm²

-Sections des poteaux :

(40x40) cm² pour les niveaux S-sol ,RDC , 1 et 2^{ème} étages

(35x35) cm² pour les niveaux 3.4.5.6.7

(30x30) cm² pour le comble

- Epaisseur des voiles : e =20cm.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers et le calcul des éléments structuraux tels que les planchers.

A. l'acrotère :

III.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé. Il est assimilé à une console encastré dans le plancher et est soumis à son poids propre « G » et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement « Q = 1KN/ml » provoquant ainsi, un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fait à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc **les fissurations sont préjudiciables.**

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

• Dimensions de l'acrotère :

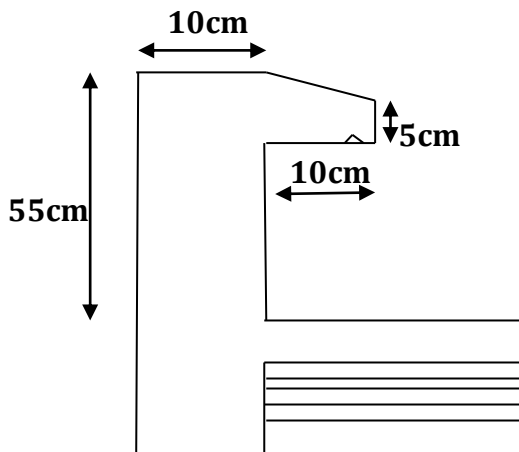


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère

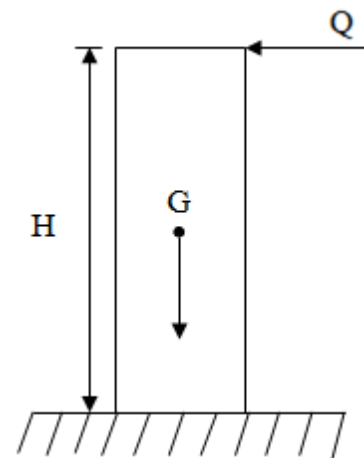


Figure III.2 Schéma statique l'acrotère

III.2. Détermination des sollicitations pour une bande unitaire :

• Poids propre de l'acrotère :

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

$$G_{acr} = 25 \times [(0.55 \times 0.10) + (0.05 \times 0.10) + (0.05 \times 0.10)/2]$$

$$G_{acr} = 1.563 \text{ [KN/ml]}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.55 = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 0.55 \text{ KN.m}$$

III.3. Combinaisons de charges :

- a) **A l'état limite ultime ELU :**

La combinaison de charges est donnée par (ART A.3.3-2-1 du BAEL 91) :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_U = 1,35 \times G$$

$$N_U = 1,35 \times 1.563 = 2.11 \text{ KN/ml}$$

Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_u = 1,50 \times Q$$

$$V_u = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_u = 1,50 \times M_Q$$

$$M_u = 1,50 \times 0,55 = 0,825 \text{ KN.ml}$$

- b) **A l'état limite de service ELS :**

La combinaison de charges est donnée par (l'article A.3.3-3 du BAEL 91) : **G + Q**

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_s = G$$

$$N_s = 1.563 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_s = Q$$

$$V_s = 1 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,55 \text{ KN.m}$$

- c) **Diagrammes des efforts internes :**

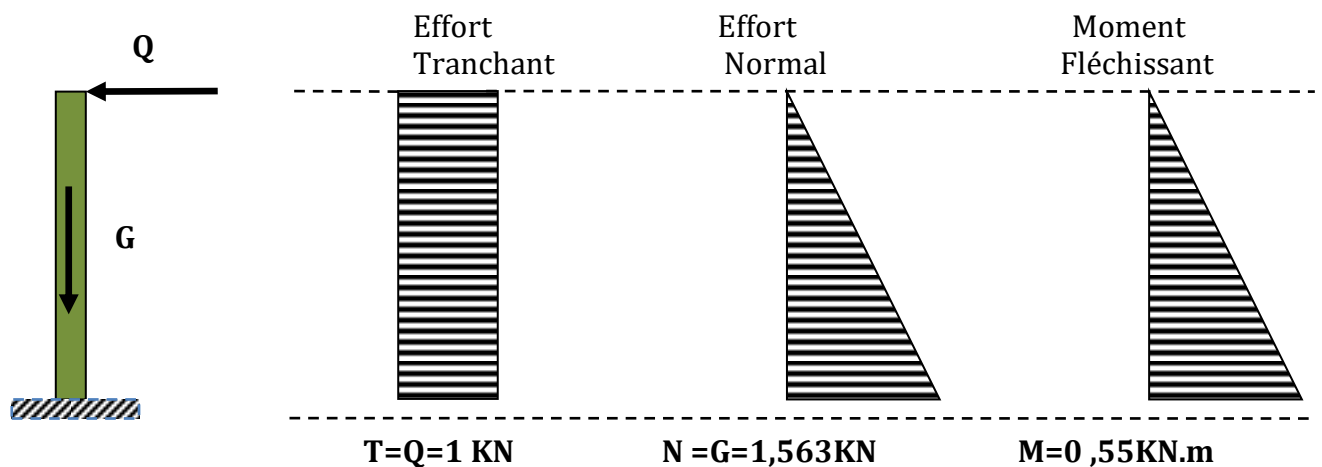


Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.

III.4. Le Ferrailage :

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u . En seconde partie, une vérification de la section à l'ELS.

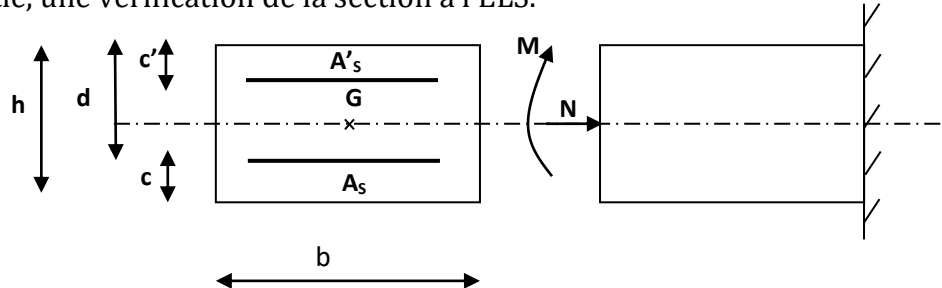


Figure III.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

$h = 10 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $c = c' = 3 \text{ cm}$
 $d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$

A. Calcul à L'ELU :

➤ Position de centre de pression :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C' : l'enrobage qui vaut 3[cm].

N_u : effort de compression

$$e_u = \frac{0.825}{2.11} = 0.391 \text{ m} = 39.1 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 39.1 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression de l'effort normal (Point d'application) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est **partiellement comprimée (SPC)**.

➡ Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on déduit la section d'armatures réelles « A_s » en flexion composée.

➤ Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

✚ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

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

$$g = 39.1 + \frac{10}{2} - 3 = 41.1 \text{ cm}$$

D'où

$$M_f = 2.11 \times 0.411 = 0.867 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 867000 \text{ N.mm}$$

✚ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

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

$$\mu = \frac{867000}{(1000) \cdot 70^2 \cdot 14.20} = 0.0124$$

$\mu = 0.0124 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

✚ Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf}) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d}$$

Avec:

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ et } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0124}) = 0.0157$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0157 = 0.9937$$

$$\alpha = 0.0157 \text{ d'où } \beta = 0.993$$

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

$$A_{stf} = \frac{867000}{0.993 \times 348 \times 70} = 35.84 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{stf} = 0.358 \text{ cm}^2$$

B. Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st}):

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \rightarrow A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.358 - \frac{2110}{348 \times 10^2} = 0.297 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.297 \text{ cm}^2 A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III.5. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

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

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.55}{1.563} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \times 100 \times 7 \times \frac{35 - 0.45 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 0.297 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq A_{st} \Rightarrow A_s = \max(A_{st}; A_{min}) \Rightarrow A_s = 0.798 \text{ cm}^2$$

⇒ la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte la section minimale.

$A_s = A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la section d'acier est **5HA8=2,51cm²** avec un espacement:

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

2. Vérification aux cisaillements :(BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

Avec :

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

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

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

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

3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91/Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Avec :

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

ψ_s : Coefficient de scellement droit ; $\begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 8 = 125.6 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.189 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.189 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

⇒ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s ».

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

Alors :

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.2 \text{ mm}$$

$$L_s = 28.22 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

III.6. Vérifications à L'ELS:

1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Les aciers : $\begin{cases} HA : \Phi \geq 8mm \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.667; 201.636\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.358 \rightarrow \beta = 0.907 \rightarrow K = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.55 \times 10^3 \times 10^3}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 42.675 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 34.51 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{MPa} > \sigma_{st} = 34.51 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{34.51}{38.76} = 0.890 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.890 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/Art 6.2.3)

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$A = 0,15 \rightarrow \begin{cases} \text{Tizi ouzou Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{cases}$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

(Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

Pour notre cas $C_p=0,8$ (élément en console).

W_p = Poids de l'élément considéré $W_p = G = 1.563 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,563 = 0,75 \text{ KN/ml}$$

Vérifions que $F_p < Q$

$$F_p = 0,66 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

III.7. Conclusion :

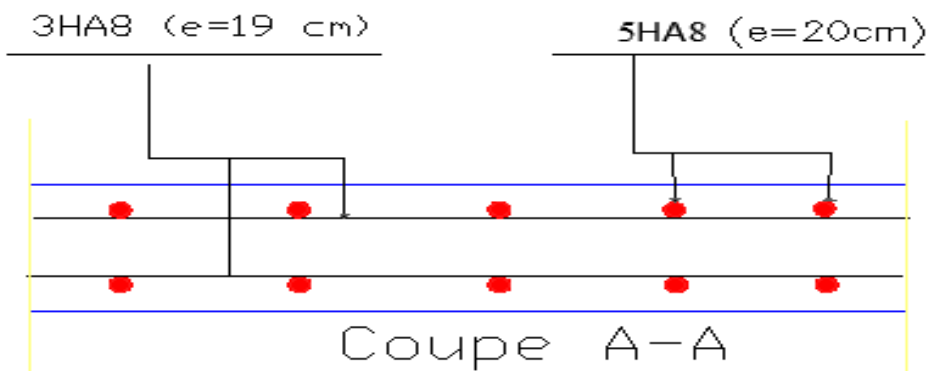
L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

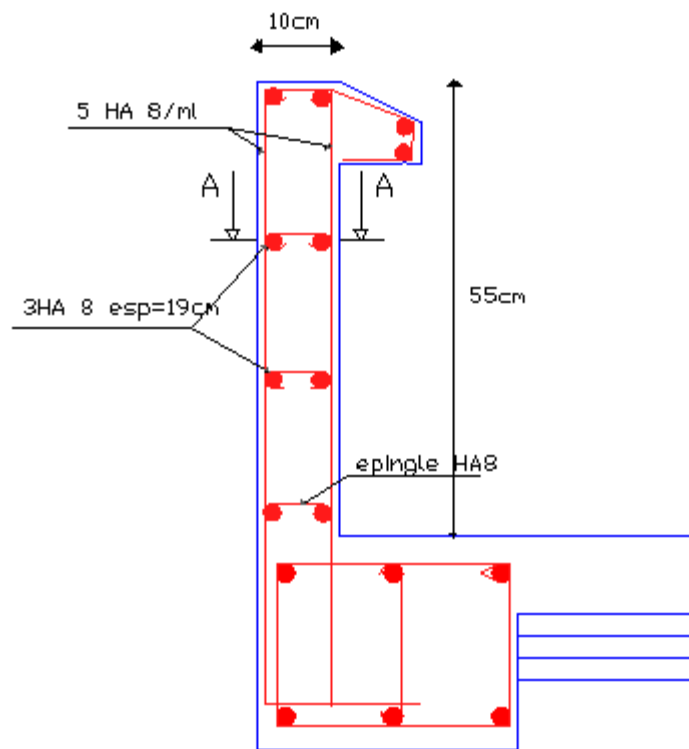
On adopte le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

- **Armatures principales:** 5HA8/ml = $2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :** 4HA8/ml = $2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.





Ferraillage de l'acrotère.

B. L'escaliers :

III.1.Introduction:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. L'escalier du sous-sol, du RDC et des étages courant sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

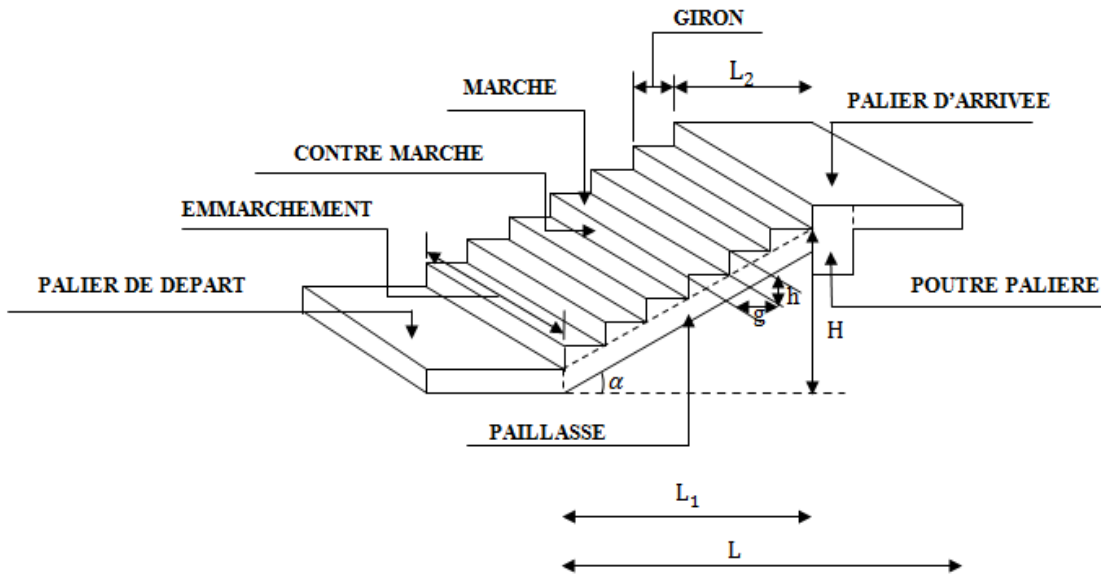


Figure III.5.Constituant d'un escalier.

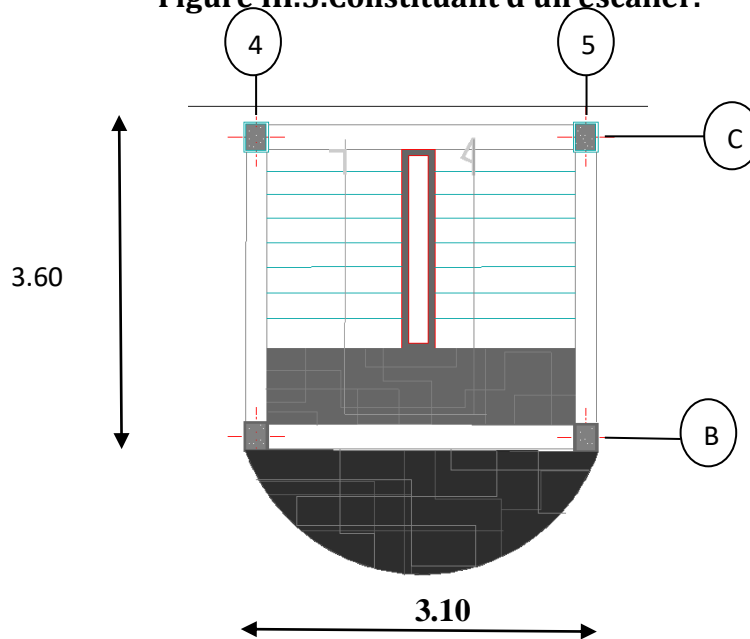


Figure III.6 : Vue en plan de l'escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm. $14 \leq h \leq 18$
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. $25 \leq g \leq 33$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la **formule de BLONDEL**

$59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$ en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$h_{\text{contremarches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

Le choix des dimensions résulte de conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

En pratique :

g : largeur des marches $25 \leq g \leq 33 \text{ cm}$

h : hauteur de la marche $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

E : l'embranchement $E > 1 \text{ m}$

H : Hauteur de la volée.

L1 : Longueur de la paillasse projetée.

L2 : Largeur du palier.

e_p : Epaisseur de la paillasse et du palier.

1. Escalier :

• Première volée :

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$

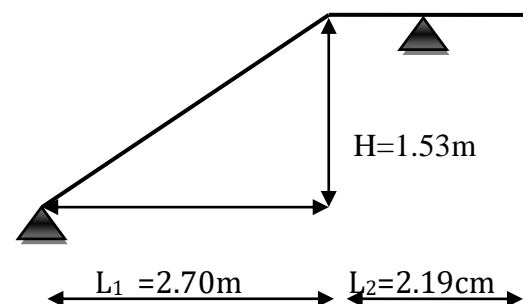
Nombre de contremarches = $153 / 17 = 9$

Nombre de marche = $9 - 1 = 8$

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

La longueur de la volée :

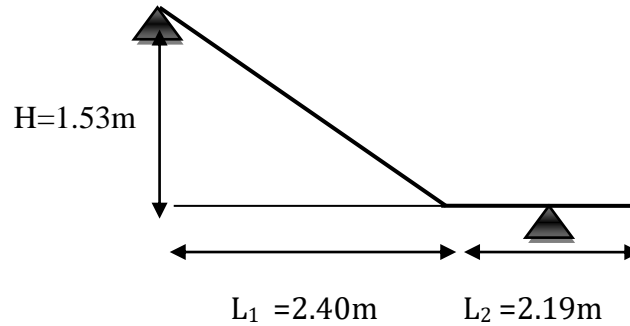
$$\alpha = \arctg \frac{153}{270} = 30^\circ$$



$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.70}{\cos 30^\circ} = 3.11m$$

• **Deuxième volée :**

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$



Nombre de contremarches = $153/17 = 9$

Nombre de marche = $9-1=08$

Hauteur de la volée : 1.53m

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

• **Épaisseur de la paille :**

L'épaisseur de la paille doit vérifier la condition suivante :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, son épaisseur « e » est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L = L' + L_2$$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g}$$

$$\alpha = \arctg \frac{141}{245} = 30^\circ$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Avec :

La longueur de la volée :

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.45}{\cos 30^\circ} = 2.83m$$

$$L = 2.83 + 1.03 = 3.86\text{m}$$

$$12.8 \leq e \leq 19.30 \Rightarrow e_p = 15\text{cm.}$$

❖ **Vérification la formule de blondel :**

La formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

Tableau III.2 : Vérification la formule de blondel.

	Giron(g)	La hauteur (h)	La formule	Observation
Escalier	30	17	$59 \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$ $59 \leq 64 = 64\text{cm}$	Vérifie

III.3.Calcul des charges reprises par l'escalier :

Le calcul de l'escalier se fait en flexion simple pour une bande d' 1 m linéaire.

1. Escalier de l'étage :

Avec :

$$\alpha = 30^\circ$$

Tableau III-9: Charge permanent de la 1ère volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.16/cos30	25	4.65
marche	(h/2)=8.5	22	1.87
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
	G total		7.88KN/m²

Avec :

$$\alpha = 30^\circ$$

Tableau III-10 : Charge permanent de la 2^{ème} volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.16/cos30	25	4.65
marche	(h/2)=8.5	22	1.87
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			7.88KN /m²

Tableau III-11: Charge permanent du palier

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	0.15	25	3.75
Lit de sable	0.03	17	0.51
chape	0.02	20	0.40
Carrelage	0.03	20	0.60
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G total			5.62KN/m²

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR.B.C.2.2, et elle est la même pour la volée et le palier $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III.4.Ferraillage des escaliers :

Escalier de l'étage :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux côtés. On calcul la volée de l'étage courant. Son épaisseur « e » est : $e_p = 15\text{cm}$ (déjà calculée),.

❖ Les charges :

La volée :

$$G = 7.88 \text{KN /m}^2$$

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

Le palier :

$$G=5.62\text{KN /m}^2$$
$$Q=2.50\text{ KN / ml}$$

Donc :

$$G_{volée} = 7.88\text{KN/ml}$$

$$G_{palier} = 5.62\text{KN/ml}$$

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

❖ **Combinaison des charges :**

• **La volée :**

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.88 + 1.5 \times 2.5 = 14.40\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_S = G + Q = 7.88 + 2.5 = 10.39\text{KN/ml}$$

• **Le palier:**

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.62 + 1.5 \times 2.5 = 11.34\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_S = G + Q = 5.62 + 2.5 = 8.12\text{KN/ml}$$

III.5.calcul à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fait référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

1. Calcul des efforts internes

• **Réactions d'appui**

$$q_{u1} = 14.40\text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = 11.34\text{KN/ml}$$

$$G_{mur} = 2.67 \times (3.06 - 0.4) = 7.1\text{KN}$$

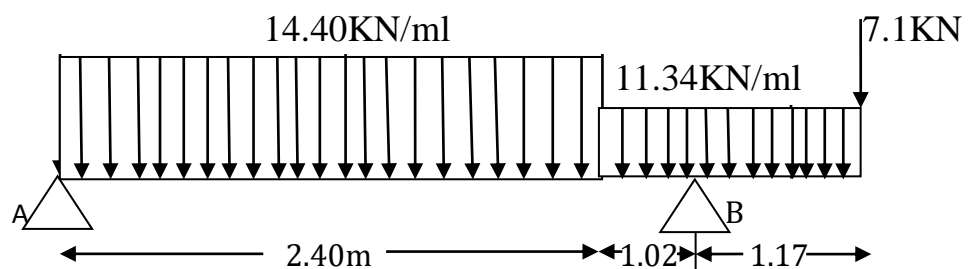


Figure III.6 : Schéma statique des volées à l'ELU.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 14.40 \times 2.40 + 11.34 \times 2.19 + 7.1 = 66.5KN$$

$$R_A + R_B = 66.5KN$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -3.42R_B + 11.34 \times 2.19 \left(\frac{2.19}{2} + 2.40 \right) + 14.40 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} \right) + 7.1 \times 4.59 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -3.42R_B + 160.86 = 0 \rightarrow R_B = \frac{160.86}{3.42} = 47.03KN$$

$$R_A + R_B = 66.5KN \rightarrow R_A = 66.5 - 47.03 = 19.46KN$$

Vérification :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.42R_A - 14.40 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.02 \right) - 11.34 \times 1.02 \left(\frac{1.02}{2} \right) + 11.34 \times 1.17 \left(\frac{1.17}{2} \right) + 7.1 \times 1.17 = 0$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.42R_A - 66.55 = 0 \rightarrow R_A = \frac{66.55}{3.42} = 19.46KN$$

$$R_B = 47.03KN$$

$$R_A = 19.46KN$$

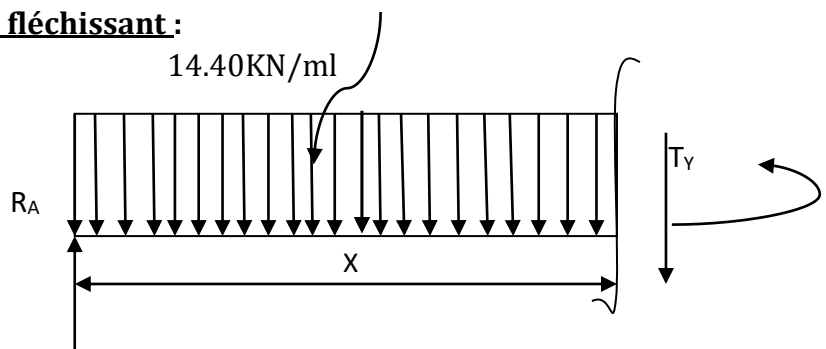
2. Efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$

$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

$$T(x) = 19.46 - 14.40x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_Y = 19.46KN \\ T(x=2.40) \rightarrow T_Y = -15.1KN \end{cases}$$

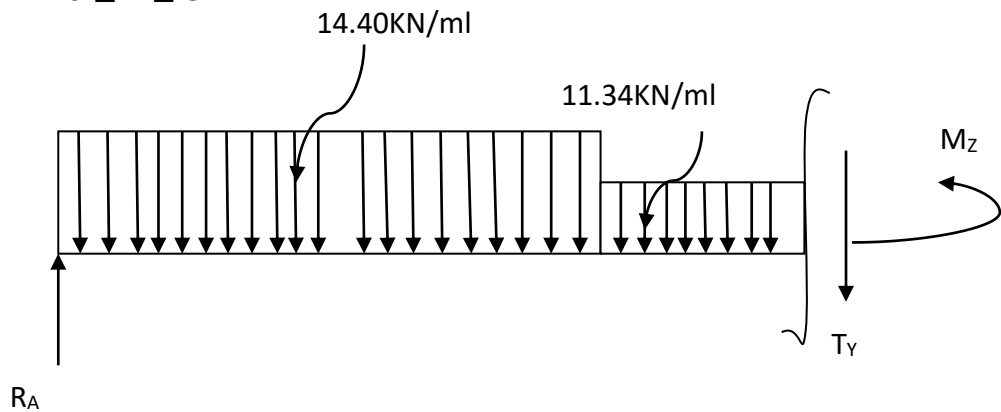


$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 19.46x - 7.20x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=2.40) \rightarrow M_Z = 5.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2ieme tronçon : $2.40 \leq x \leq 3.42$



$$T(x) = R_A - 2.40 q_{u1} - q_{u2}(x - 2.40)$$

$$T(x) = 19.46 - 2.40 \times 14.40 - 11.34(x - 2.40)$$

$$T(x) = -15.1 - 11.34(x - 2.40)$$

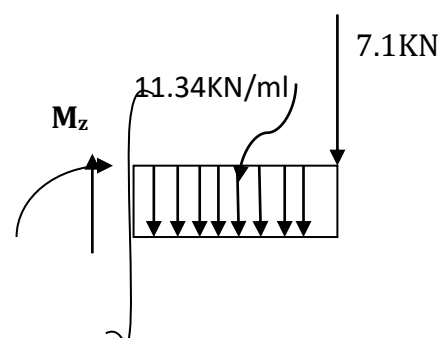
$$\begin{cases} T(x=2.40) \rightarrow T_Y = -15.1 \text{ KN} \\ T(x=3.42) \rightarrow T_Y = -26.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2.40(x - 1.20) - \frac{q_{u2}}{2}(x - 2.40)^2$$

$$M(x) = 19.46x - 34.56(x - 1.20) - 5.67(x - 2.40)^2$$

$$\begin{cases} M(x=2.40) \rightarrow M_Z = 5.23 \text{ KN.m} \\ M(x=3.42) \rightarrow M_Z = -15.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3emetronçon : $0 \leq x \leq 1.17$



T_y

$$T(x) = 11.34x + 7.1$$

$$\begin{cases} T(x = 0) \rightarrow T_x = 7.1KN.m \\ T(x = 1.17) \rightarrow T_x = 20.36KN.m \end{cases}$$

$$M(x) = -7.1x - 11.34 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x = 0) \rightarrow M_z = 0KN.m \\ M(x = 1.17) \rightarrow M_z = -15.95KN.m \end{cases}$$

Tableau III.12 : résumé de tous résultats obtenus :

Tronçons	X(m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.40	0	19.46	0
	2.40	-15.1	5.23
2.40 ≤ x ≤ 3.42	2.40	-15.1	5.23
	3.42	-26.66	-15.95
0 ≤ x ≤ 1.17	0	7.1	0
	1.17	20.36	-15.95

Calcul du moment maximal(M_{max})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 19.46 - 14.40x = 0 \rightarrow x = 1.35 \text{ m}$$

D'où $M_{max} = 13.14KN.m$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

$$-M_A \text{ appui} : -0.3M_{max} = -0.3 \times 13.14 = -3.94 \text{KN.m.}$$

$$M_A = -3.94 \text{KN.m}$$

$$\text{-En travée} : 0.85M_{max} = 0.85 \times 13.14 = 11.17 \text{KN.m.}$$

$$M_t = 11.17 \text{KN.m}$$

$$\text{-}M_B \text{ appui} : M_B = -15.95 \text{KN.m}$$

❖ **Diagramme des efforts interne :**

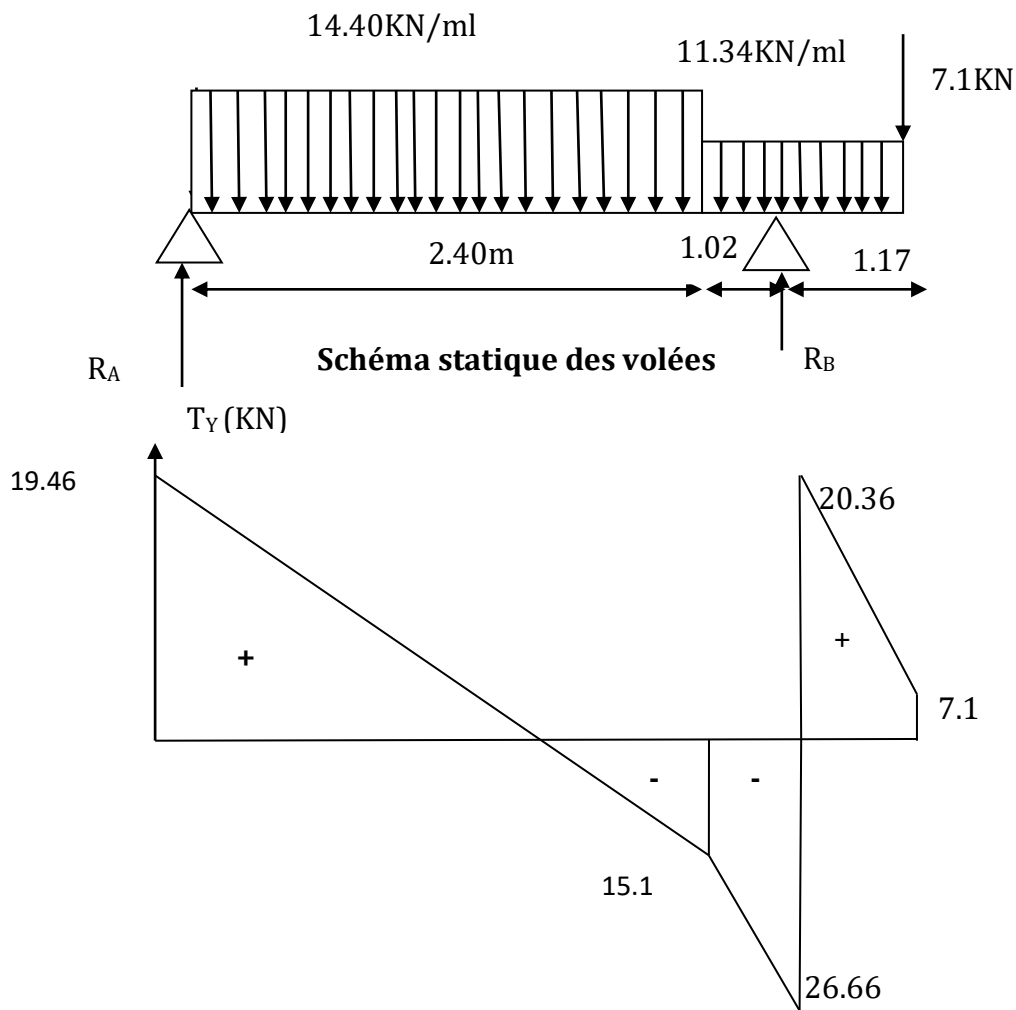


Diagramme efforts tranchants

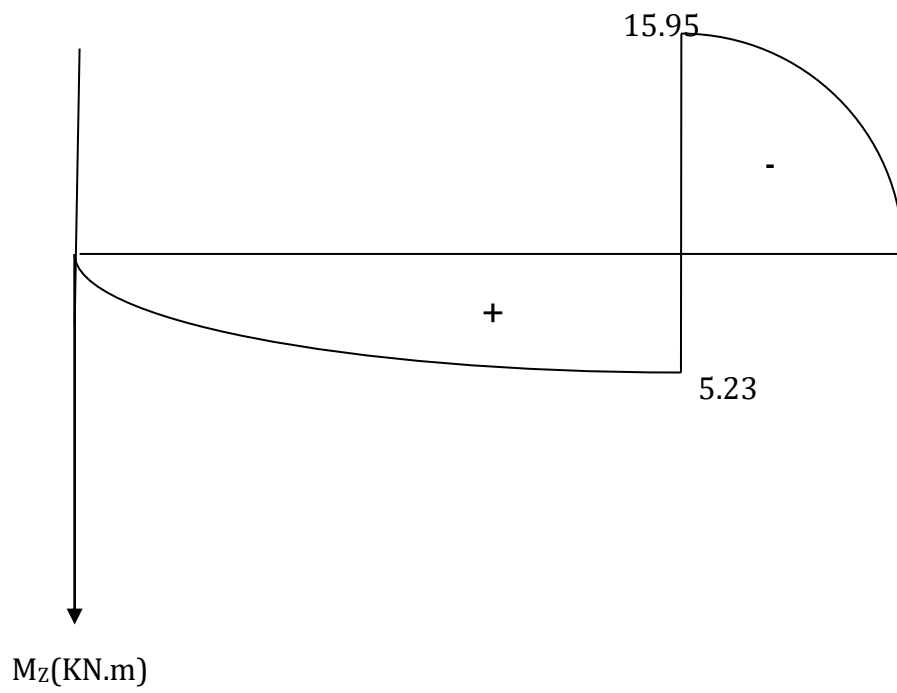


Diagramme moment fléchissant

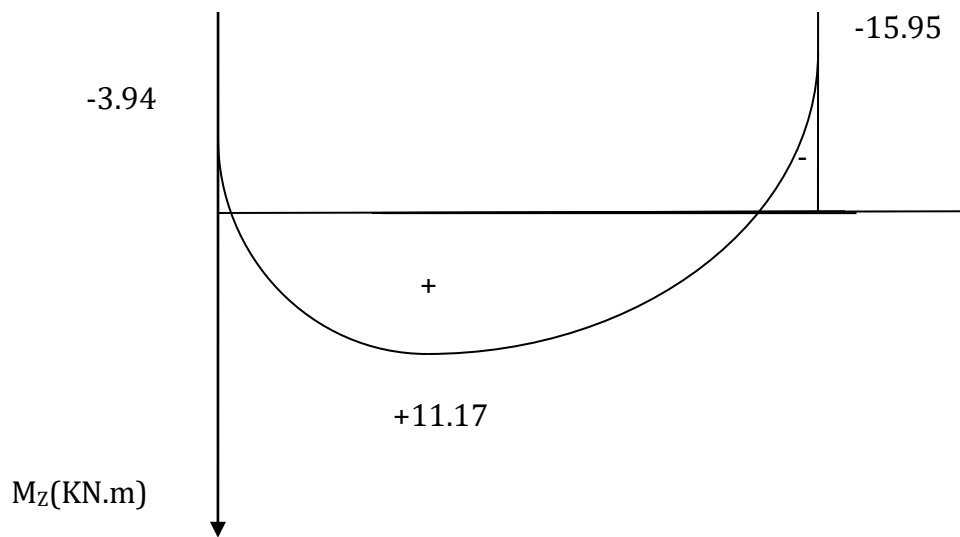


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres

III.6.Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une bonde de **1m** de largeur soumise à la flexion simple et d'une épaisseur de **15 cm**.

1. En travée :

a) Armatures principales:

$$B = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

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

$$d = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

$$M_t^{\max} = 11.17\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

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

$$\mu_u = \frac{11.17 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.046$$

0.046 < 0.392 \Rightarrow SSA \longrightarrow tableau : **$\beta = 0.976$**

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{11.17 \times 10^2}{0.976 \times 13 \times 34.8} = 2.53\text{cm}^2$$

$A_{st} = 2.53\text{cm}^2$ on opte pour **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement **$S_t = 25\text{ cm}$**

b) Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

$A_r = 1.13\text{cm}^2$ on opte pour **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **$S_t = 25\text{ cm}$**

1. Aux appuis :

a. Armatures principales:

-Appui A :

$$M_a^{max} = -3.94 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{3.94 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.016$$

$0.016 < 0.392 \Rightarrow$ SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.992$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{3.94 \times 10^2}{0.992 \times 13 \times 34.8} = 0.88 \text{cm}^2$$

$A_{st} = 0.88 \text{cm}^2$ on opte pour 4HA10 = 3.14cm^2 avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

a. Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

$A_r = 0.78 \text{cm}^2$ on opte pour 4HA8 = 2.01cm^2 avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

-Appui B :

$$M_B^{max} = -15.95 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{15.95 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.066$$

$0.016 < 0.392 \Rightarrow$ SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.966$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{15.95 \times 10^2}{0.966 \times 13 \times 34.8} = 3.65 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.65 \text{ cm}^2$ on opte pour $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$ on opte pour $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7.Vérifications à effectuer à l'ELU:

1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2. Espacement des barres : [Art : A.8.2.4,2/BAEL91]

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

Armature principale :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée } S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$ Condition vérifiée

Armature de répartition :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$ Condition vérifiée

3. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{v_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} \end{array} \right. \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\max} = 26.66\text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{26.66 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.205\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0.205\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33\text{MPa}$ condition vérifiée

4. Vérification de la condition d'adhérences et d'entrainement des barres :
(Art.A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.66 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.7} = 1.51\text{MPa} \quad \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.7\text{mm}$$

$\tau_{se} = 1.51\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$ condition vérifiée.

5. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse ce mobilisé.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

Soit : **Ls = 45cm**

Les règles de BAEL (BAEL 91modifié 99 /Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4Ls** pour les aciers HA.

$$L = 0,4Ls.$$

$$L = 0,4 \times 45 = 18\text{cm}$$

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3 /BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 26.66 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 1000} = 0.45\text{MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.45\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

7. Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.3 / BAEL91)

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min a ancre}} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{26.66 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.76\text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ min a ancre}} = 4.52\text{cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.76\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

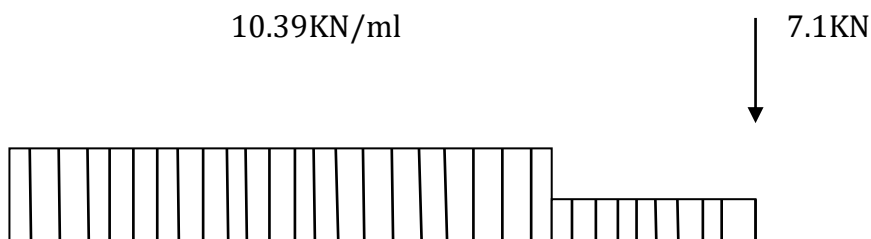
III.8.calcul à l'ELS :

1. Calcul des efforts internes

a. Réactions d'appui

$$q_{u1} = 10.39\text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = 8.12\text{KN/ml}$$



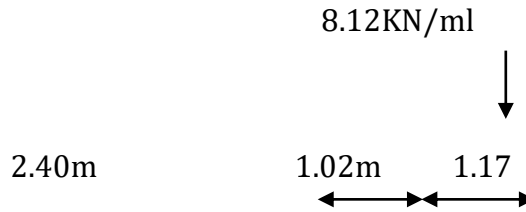


Figure III.7 : Schéma statique des volées à l'ELS.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 10.39 \times 2.40 + 8.12 \times 2.19 + 7.1 = 49.81KN$$

$$R_A + R_B = 49.81KN$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -3.42R_B + 8.12 \times 2.19 \left(\frac{2.19}{2} + 2.40 \right) + 10.39 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} \right) + 7.1 \times 4.59 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -3.42R_B + 124.66 = 0 \rightarrow R_B = \frac{124.66}{3.42} = 36.45KN$$

$$R_A + R_B = 49.81KN \rightarrow R_A = 49.81 - 36.45 = 13.36KN$$

Vérification :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.42R_A - 10.39 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.02 \right) - 8.12 \times 1.02 \left(\frac{1.02}{2} \right) + 8.12 \times 1.17 \left(\frac{1.17}{2} \right) + 7.1 \times 1.17 = 0$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.42R_A - 45.71 = 0 \rightarrow R_A = \frac{45.71}{3.42} = 13.36KN$$

$$R_A = 13.36KN$$

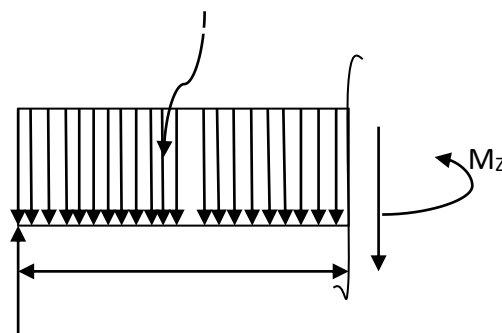
$$R_B = 36.45KN$$

Efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$

$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

$$T(x) = 13.36 - 10.39x$$



$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_Y = 13.36KN \\ T(x=2.40) \rightarrow T_Y = -11.57KN \end{cases}$$

R_A

x

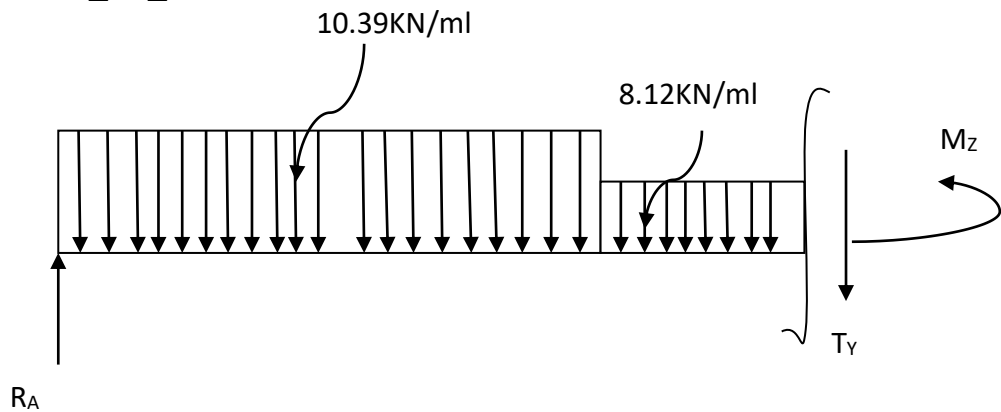
T_Y

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 13.36x - 5.19x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) \rightarrow M_Z = 0KN.m \\ M(x=2.40) \rightarrow M_Z = 2.16KN.m \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2.40 \leq x \leq 3.42$



$$T(x) = R_A - 2.40q_{u1} - q_{u2}(x - 2.40)$$

$$T(x) = 13.36 - 2.40 \times 10.39 - 8.12(x - 2.40)$$

$$T(x) = -11.57 - 8.12(x - 2.40)$$

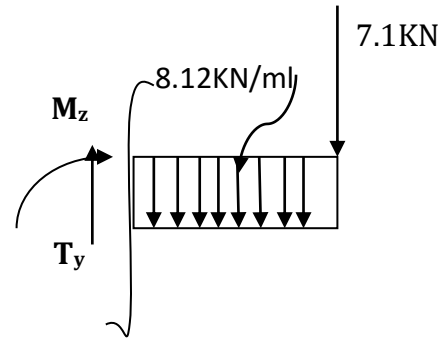
$$\begin{cases} T(x=2.40) \rightarrow T_Y = -11.57KN \\ T(x=3.42) \rightarrow T_Y = -19.85KN \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2.40(x - 1.20) - \frac{q_{u2}}{2}(x - 2.40)^2$$

$$M(x) = 13.36x - 24.95(x - 1.20) - 4.06(x - 2.40)^2$$

$$\begin{cases} M(x=2.40) \rightarrow M_Z = 2.16KN.m \\ M(x=3.42) \rightarrow M_Z = -13.9KN.m \end{cases}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.17$



$$T(x) = 8.12x + 7.1$$

$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_x = 7.1 \text{ KN.m} \\ T(x=1.17) \rightarrow T_x = 16.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.1x - 8.12 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x=0) \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.17) \rightarrow M_z = -13.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.13: effort tranchants et les moments fléchissant

Tronçons	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.40$	0	13.36	0
	2.40	-11.57	2.16
$2.40 \leq x \leq 3.42$	2.40	-11.57	2.16
	3.42	-19.85	-13.9
$0 \leq x \leq 1.17$	0	7.1	0
	1.17	16.6	-13.9

Calcul du moment maximal (M_{max})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 13.36 - 10.39x = 0 \rightarrow x = 1.28 \text{ m}$$

D'où $M_{max} = 8.52 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis : $-0.3M_{max} = -0.3 \times 8.52 = -2.57KN.m.$

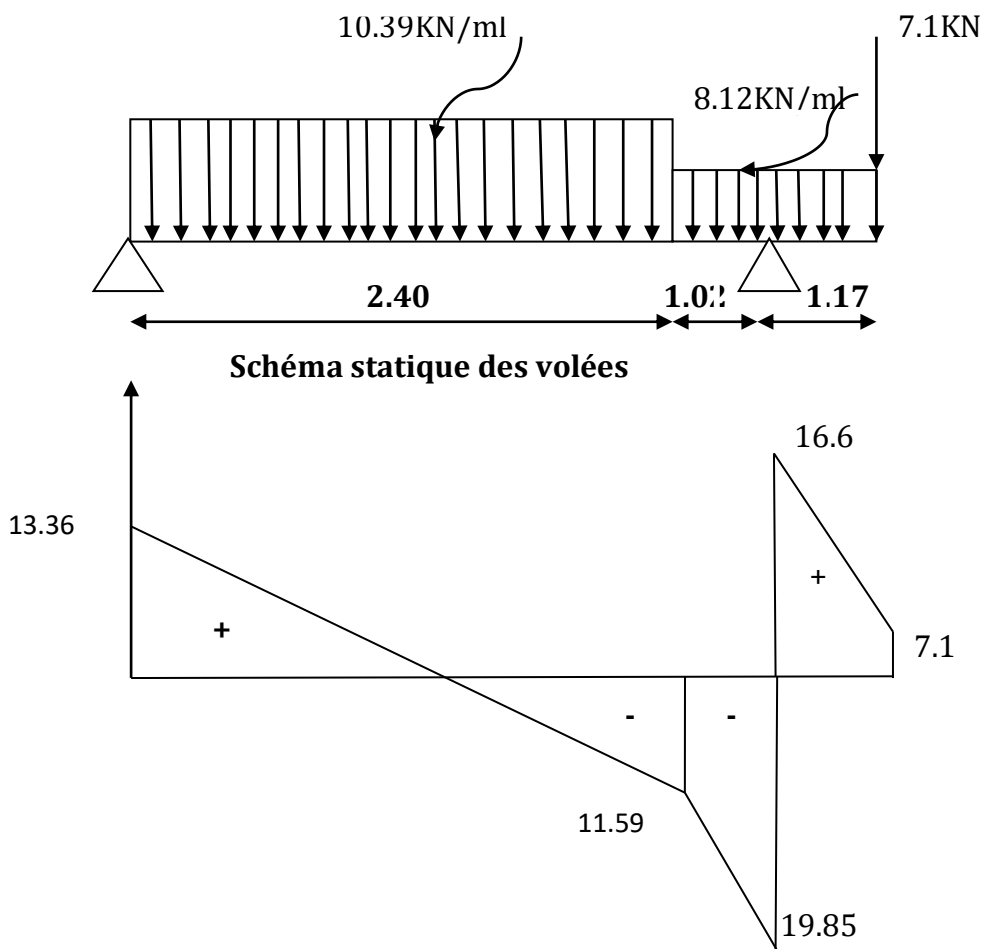
$M_a = -2.57KN.m$

En travée : $0.85M_{max} = 0.85 \times 8.52 = 7.24KN.m.$

$M_t = 7.24KN.m$

$-M_s$ appui : $M_B = -13.9KN.m$

❖ **Diagramme des efforts interne :**



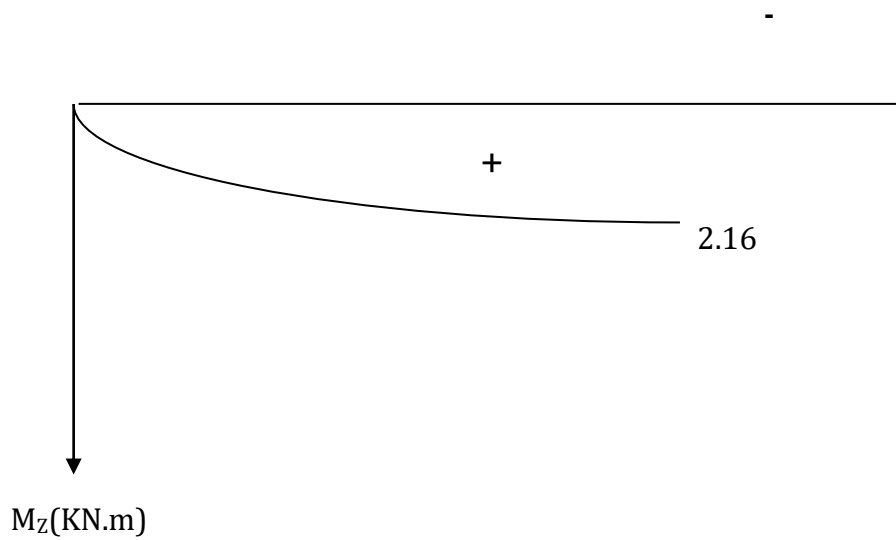


Diagramme moment fléchissant

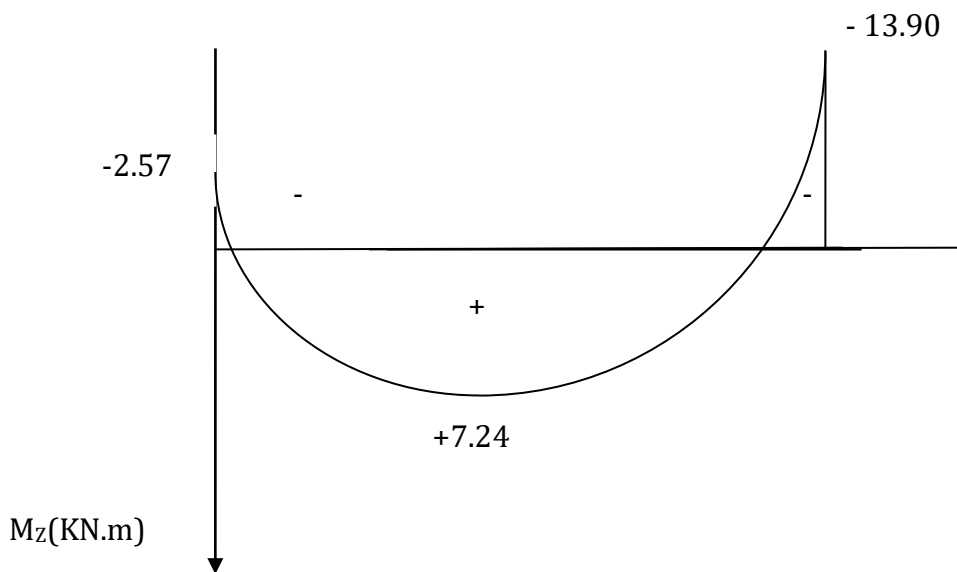


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres

.Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

-En travée :

$$M_t = 7.24 \text{KN.m} \quad A_s = 4.52 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \rightarrow \beta = 0.910 \rightarrow K = 40.56$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.24 \times 10^6}{0.910 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 135.40 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 135.40 \text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 135.40 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{135.4}{40.56} = 3.34 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.34 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée

-En appuis :

-Appuis A :

$$M_t = -2.57 \text{KN.m}$$

$$A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \beta = 0.922 \rightarrow K = 49.10$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.57 \times 10^6}{0.922 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 68.28 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{181.29 \text{MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 68.28 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{68.28}{49.10} = 1.39 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.39 \text{MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

-Appuis B :

$$M_t = -13.90 \text{KN.m}$$

$$A_s = 4.52 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \rightarrow \beta = 0.910 \rightarrow K = 40.56$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.9 \times 10^6}{0.910 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 259.9 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{181.29 \text{MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 259.9 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{259.9}{40.56} = 6.41\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.41\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.9. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

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

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=15 cm

L=3.11 m

M_t : moment max en travée

M₀ : moment isostatique max en travée.

❖ Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{311} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{438} = 0.034 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.24}{10 \times 13.19} = 0.054 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Les deux conditions n'ont pas vérifiées, donc on doit calcule la flèche :

1. Calcul de la flèche : [Art B.6.5.2 /BAEL91] :

On doit vérifier :
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3110}{500} = 6.22 \text{mm}$$

$$q_s^{max} = \max(q_s^p; q_s^v)$$

$$-q_s^{max} = \max(8.12; 10.39) = 10.39 \text{KN/ml}$$

- E_v module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{MPa}$.

- I_0 Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

- \bar{f} La flèche admissible

- V_1 position de l'axe neutre

a. Aire de section homogénéisée :

$$B_0 = bh + 15A$$

$$B_0 = 15 \times 100 + 15 \times 4.52 = 1601.7 \text{cm}^2$$

$$B_0 = 1567.8 \text{m}^2$$

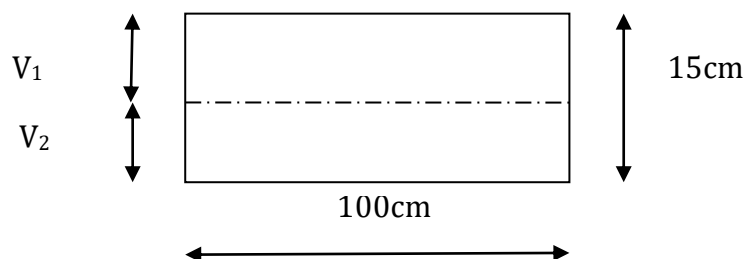
b. Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx' :

$$S_{/xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A \times d$$

$$S_{/xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 = 12131.4 \text{cm}^3$$

$$S_{/xx'} = 12131.4 \text{cm}^3$$

c. Position du centre de gravite :



$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{12131.4}{1567.8} = 7.74 \text{m}$$

$$V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 15 - 7.74 = 7.26 \text{cm}$$

d. Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (7.74^3 + 7.26^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.52(7.26 - 2)^2 = 30087 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 30087 \text{ cm}^4$$

2. Calcul la flèche et vérification :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} L^4}{E_v \times I_0}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.39 \times 3.11^4 \times 10^8}{10819 \times 30087} = 5.69 \text{ mm}$$

$$f = 3.88 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.22 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée :**

- ❖ *Armatures principale : 4HA12 espacement = 25 cm*
- ❖ *Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm*

- **Aux appuis :**

Appui A :

- ❖ *Armatures principale : 4HA10 espacement = 25 cm*
- ❖ *Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm*

Appui B :

- ❖ *Armatures principale : 4HA12 espacement = 25 cm*
- ❖ *Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm*

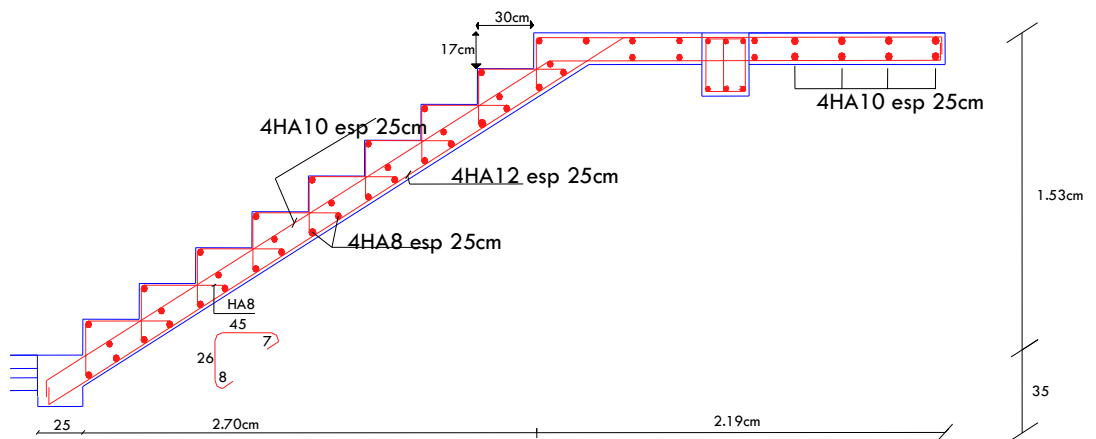


Schéma Ferrailage de l'escalier

C. Les planchers :

III.1 .Les planchers à corps creux:

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux d'épaisseur (16+4) et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

- Nervures appelées poutrelles de section en Te
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16 cm
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résister aux effets des charges appliqués sur les surfaces réduites,
 - Résister aux effets de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux charges,

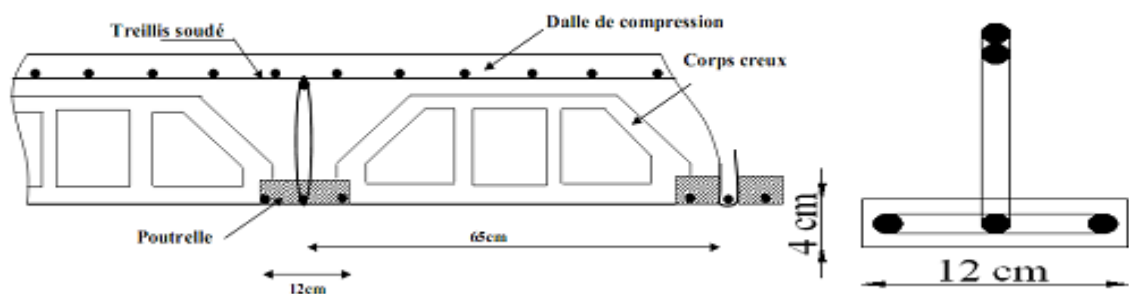


Figure III.13: Coupe verticale d'un plancher en corps creux. Figure III.14: poutrelle.

III.2. Dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

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

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- ✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :

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

1. Calcul des armatures :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles (Nervures) :

$$(A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}) \text{ si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$(A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}) \text{ si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

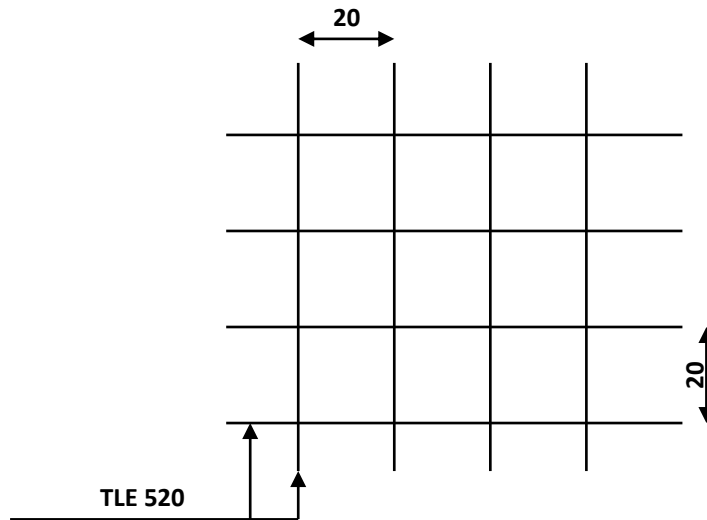


Figure III.15 : treillis soudé (200x200)

L = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

Dans notre cas $L = 65$ [cm]

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

Avec :

A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

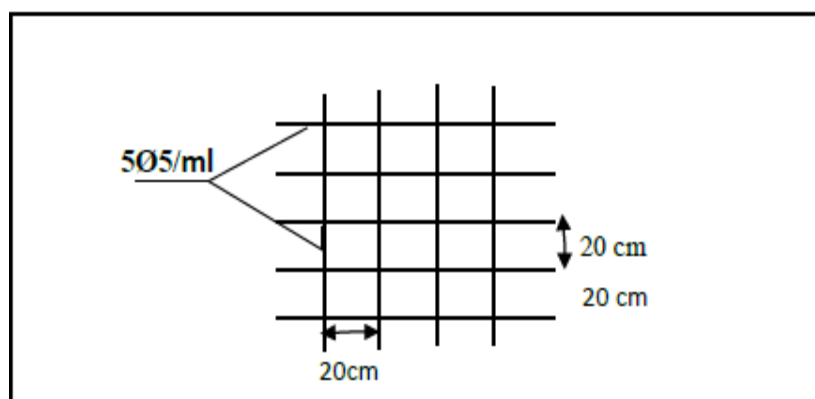
On adoptera 5 T5 ml = $0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

b. Armatures parallèles aux poutrelles (Nervures) :

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

On adoptera 5 T5 ml = $0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

On adoptera pour un treillis soudé TLE 520 (5X200X200)



2. Calcul de la poutrelle :

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

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

a. Avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées comme une poutre de section rectangulaire (12X4) cm² reposant sur deux appuis, elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

✓ Charges permanentes :

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

✓ Charges d'exploitation (surcharge) :

-poids due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• La combinaison des charges ELU:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

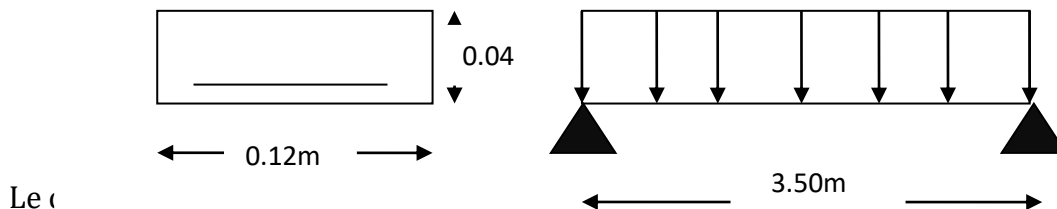


Figure III.17 : statique de la poutrelle

• Calcul des efforts tranchants :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,50}{2} = 4,375 \text{ KN}$$

• calcul des armatures:

soit : $c = 2 \text{ cm}$, $b = 12 \text{ cm}$, $h = 4 \text{ cm}$, $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_\mu = \frac{M_\mu}{bd^2 f_{bu}} \text{ , avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa avec } \theta = 1, \gamma_b = 1,5$$

$$\text{Alors } \mu_\mu = \frac{3,82 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,60 \gg \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section Doublement Armée}$$

Sachant que les armatures des poutrelles est de 4cm il est impossible de disposer des armatures de compression, et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant le coulage

b. Calcul après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaire, partiellement encastrées à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

*** Dimensions de la poutrelle (B.A.E.L/Art 4.1.3) :**

✓ **La largeur de la dalle de compression :**

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

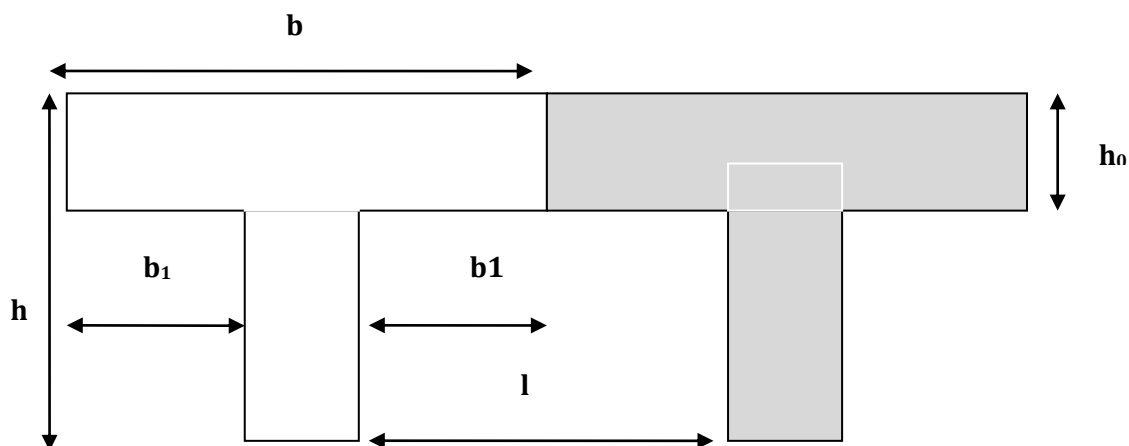


Figure III.18: la section en T

Sachant que:

h : hauteur totale du plancher. ($h = 16+4$).

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre axe des poutrelles (65cm)

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Longueur libre entre nus d'appuis $l_0 = 3.10$ m (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

D'où :

$$b_1 \leq \min\{26,5 ; 31 ; 32\}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

*** Charges permanentes et les charges d'exploitation :**

✓ **Charges permanentes :**

La toiture	:	$G=0.45 \times 0,65=0.292 \text{ KN/ml}$
L'étage courant	:	$G=5,11 \times 0,65=3,321 \text{ KN/ml}$
S- sol	:	$G=5,51 \times 0,65=3,321 \text{ KN/ml}$

✓ **Surcharges d'exploitation :**

La toiture	:	$Q=1,00 \times 0,65=0,65 \text{ KN/ml}$
L'étage courant	:	$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ KN/ml}$
S- sol	:	$Q=2,50 \times 0,65=1,625 \text{ KN/ml}$

*** Combinaison des charges :**

✓ **Plancher du S-sol :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3,321) + 1,5(1,625) = 6.921 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,321 + 1,625 = 4.946 \text{ KN/ml}$$

✓ **Plancher Etage courant :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3,321) + 1,5(0,975) = 5.946 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,321 + 0,975 = 4,296 \text{ KN/ml}$$

✓ **Plancher toiture :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(0.292) + 1,5(0,65) = 1.369 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 0.292 + 0,65 = 0.942 \text{ KN/ml}$$

Remarque:

Vu la différence des surcharges entre le S-sol et l'étage courant on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable (S-Sol)

III.3.Etude du plancher S-sol :

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode des trois moments
- ✓ Méthode de Caquot

1. Choix de la méthode :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m²

$$G=5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=5,00 \text{ KN/m}^2$$

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

$$2G=2 \times 5,11=10,22 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \{10,22, 5\text{KN/m}^2\} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L + i} \leq 1,25$$

$$\frac{3,20}{3,50} = 0,91$$

$$\frac{3,50}{3,30} = 1,062$$

$$\frac{3,30}{3,10} = 1,06$$

$$\frac{3,10}{3,30} = 0,939$$

$$\frac{3,30}{4,50} = 0,733$$

→ la condition est vérifiée

4°/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable. → la condition est vérifiée.

➤ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

2. Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée

isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation pondéré

$$\alpha = \frac{q}{Q+G} \text{ Avec } \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée est soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{qL^2}{8}$)

- M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite la travée considérée.

- M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche la travée considérée.

- M_t : Moment maximal en travée prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

Les valeurs de M_e, M_w et M_t , doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

$$\checkmark M_t \geq \max[1,05 M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{ Dans une travée intermédiaire}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{ Dans une travée de rive}$$

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Cas 1

3. Calcul des coefficients :

$$G=3,321 \text{ KN/ml}$$

$$Q=0.975 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul le rapport de charge :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3,321} = 0 \leq 0,226 \leq 0,666$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,068$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,534$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,634$$

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

- Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Travée rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

4. Calcul des moments isostatiques :

- Calcul à l'ELU :

Cas 1 :

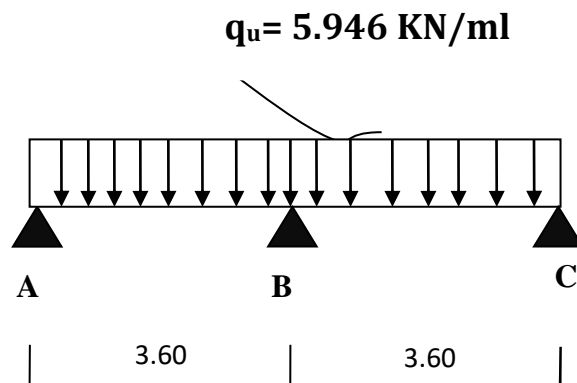


Figure III.19: schéma statique des poutrelles à E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8}$$

$$M_{AB} = \frac{5.946 \times 3.60^2}{8} = 9.632 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{5.946 \times 3,60^2}{8} = 9.632 \text{ KN.m}$$

5. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{AB} = 0,3 \times 9.632 = 2.889 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{BC} = 0,5 \times 9.632 = 4.816 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_{BC} = 0,3 \times 9.632 = 2.889 \text{ KN.m}$$

6. Calcul des moments fléchissant en travée :

- Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_{AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{AB}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,068 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,068(9.632) - \frac{2.889 + 4.816}{2} = 6.435 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{AB} = 0,634 \times 9.632 = 6.106 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{AB} = 6.435 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée (BC) (Travée de rive) :

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{BC} ; (1 + 0,3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_C + M_B}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{BC}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,068 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{GH} = (1 + 0,3\alpha)M_{GH} - \frac{M_G + M_H}{2} = 1,068(9.632) - \frac{2.889 + 4.816}{2} = 6.435 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{GH} = 0,634 \times 9.632 = 6.106 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{GH} = 6.435 \text{ KN.m}$$

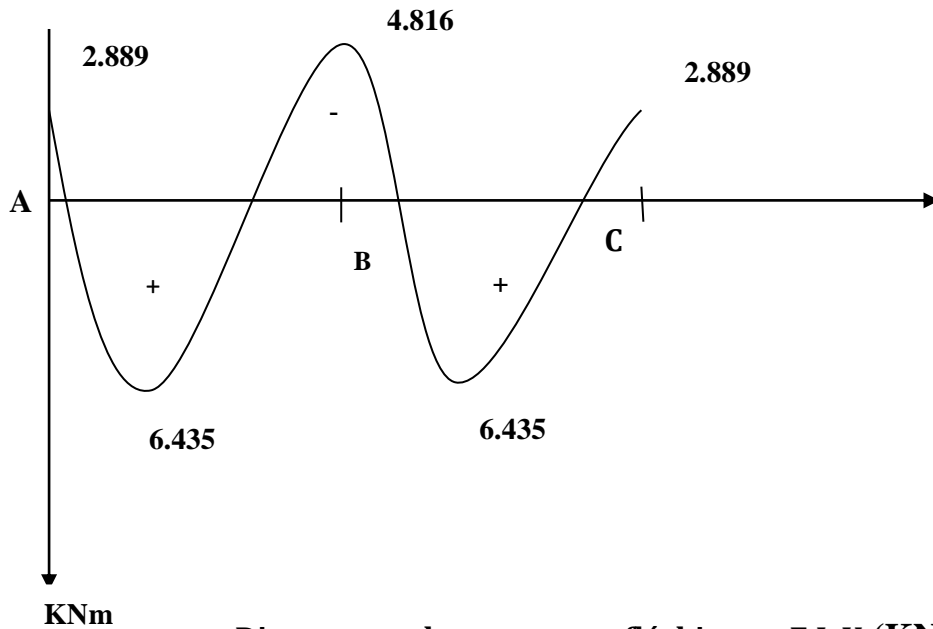


Diagramme des moments fléchissant E.L.U (KN)

1. Calcul des efforts tranchants :

- la travée (AB) :

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{5.946 \times 3,60}{2} + \frac{-4.816 - (-2.889)}{3,60} = 10.165 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{5.946 \times 3,60}{2} + \frac{-4.816 - (-2.889)}{3,60} = -11.235 \text{ KN}$$

- la travée (BC) :

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{5.946 \times 3,60}{2} + \frac{-2.889 - (-4.816)}{3,60} = 11.235 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{5.946 \times 3,60}{2} + \frac{-2.889 - (-4.816)}{3,60} = -10.165 \text{ KN}$$

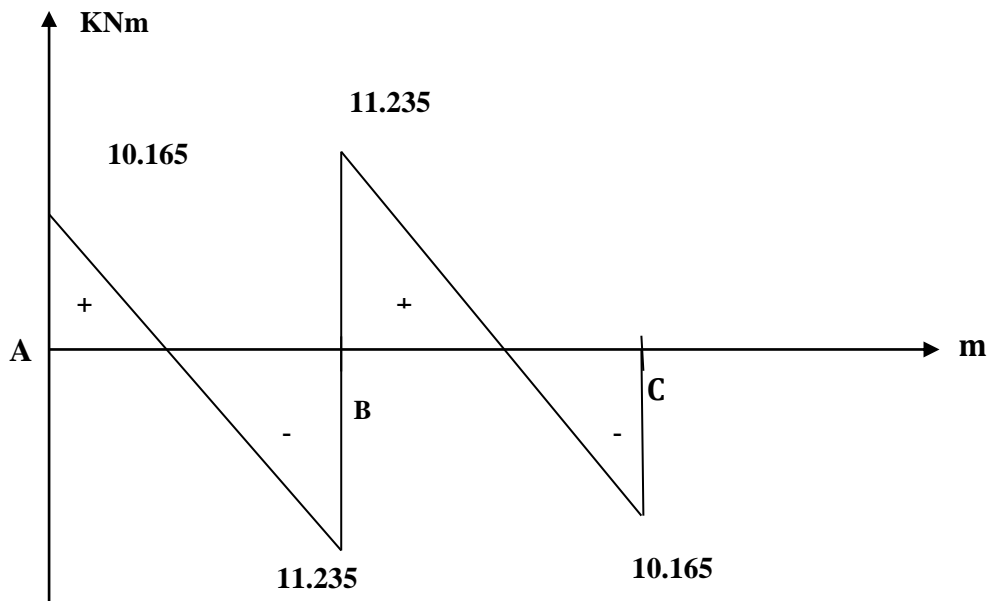


Diagramme des efforts tranchants E.L.U (KN)

Cas 2 :

7. Calcul des moments isostatiques :

- Calcul à l'ELU :

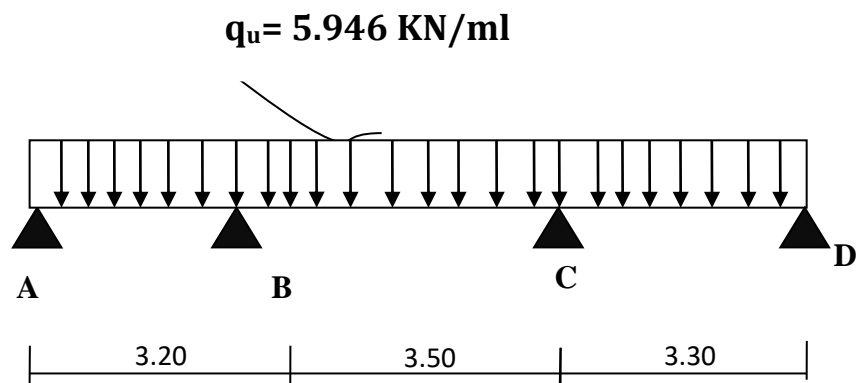


Figure III.19: schéma statique des poutrelles à E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8}$$

$$M_{AB} = \frac{6.921 \times 3.20^2}{8} = 8.858 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{6.921 \times 3.50^2}{8} = 10.597 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{6.921 \times 3.30^2}{8} = 9.421 \text{ KN.m}$$

8. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{AB} = 0,3 \times 8.858 = 2.658 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{BC} = 0,5 \times 10.597 = 5.298 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5M_{BC} = 0,5 \times 10.597 = 5.298 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3M_{CD} = 0,3 \times 9.421 = 2.826 \text{ KN.m}$$

9. Calcul des moments fléchissant en travée :

Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_{AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{AB}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,098(8.860) - \frac{2.658 + 5.298}{2} = 5.750 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{AB} = 0,649 \times 8.860 = 5.750 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{AB} = 5.750 \text{ KN.m}$$

• Etude de la travée (BC) (Travée intermédiaire) :

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{BC} ; (1 + 0,3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{BC}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = (1 + 0,3\alpha)M_{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,098(10,597) - \frac{5,298 + 5,298}{2} = 6,337 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{BC} = 0,549 \times 10,597 = 5,817 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{BC} = 6,337 \text{ KN.m}$$

• **Etude de la travée (CD) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{CD} ; (1 + 0,3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{CD}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{CD} = (1 + 0,3\alpha)M_{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,098(9,421) - \frac{5,298 + 2,826}{2} = 6,282 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{CD} = 0,549 \times 9,421 = 5,172 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{CD} = 6,282 \text{ KN.m}$$

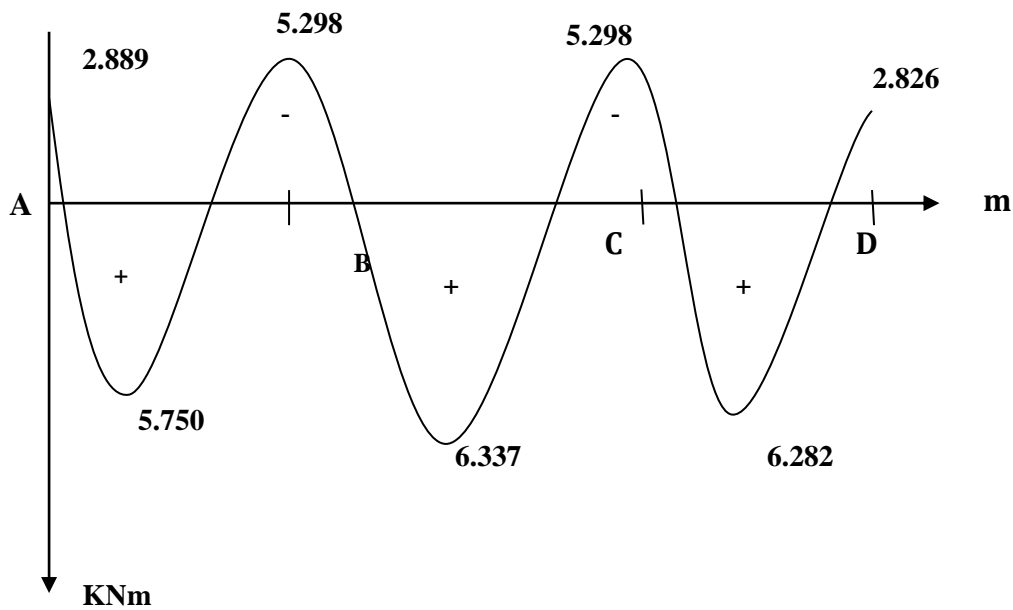


Diagramme des moments fléchissant E.L.U (KN)

2. Calcul des efforts tranchants :

- la travée (AB) :

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{6.921 \times 3.20}{2} + \frac{-5.298 - (-2.658)}{3.20} = 10.248 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{6.921 \times 3.20}{2} + \frac{-5.298 - (-2.658)}{3.20} = -11.898 \text{KN}$$

- la travée (BC) :

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{6.921 \times 3.50}{2} + \frac{-5.298 - (-5.298)}{3.50} = 12.111 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{6.921 \times 3.50}{2} + \frac{-5.298 - (-5.298)}{3.50} = -12.111 \text{KN}$$

- la travée (CD) :

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{6.921 \times 3.30}{2} + \frac{-2.826 - (-5.298)}{3.30} = 12.169 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{6.921 \times 3.30}{2} + \frac{-2.826 - (-5.298)}{3.30} = -10.670 \text{KN}$$

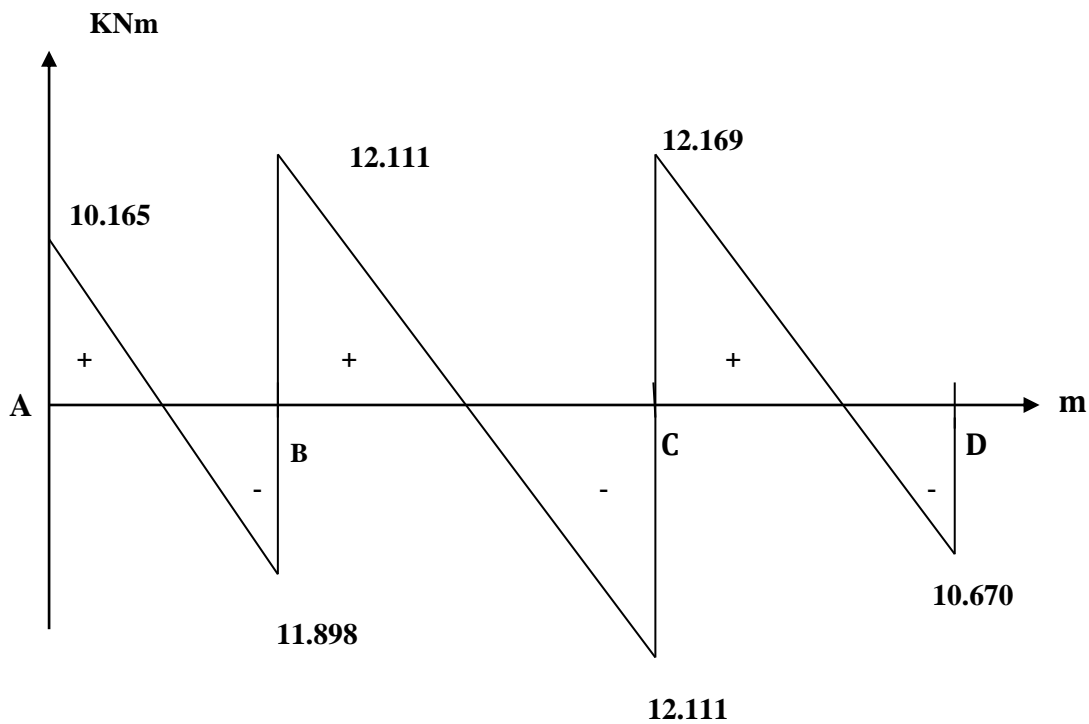


Diagramme des efforts tranchants E.L.U (KN)

-Cas 3 :

10. Calcul des coefficients :

$$G=3,321 \text{ KN/ml}$$

$$Q=1,625 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul le rapport de charge :

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,321} = 0 \leq 0,328 \leq 0,666$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,549$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,649$$

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

- Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Travée rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

- Calcul à l'ELU :

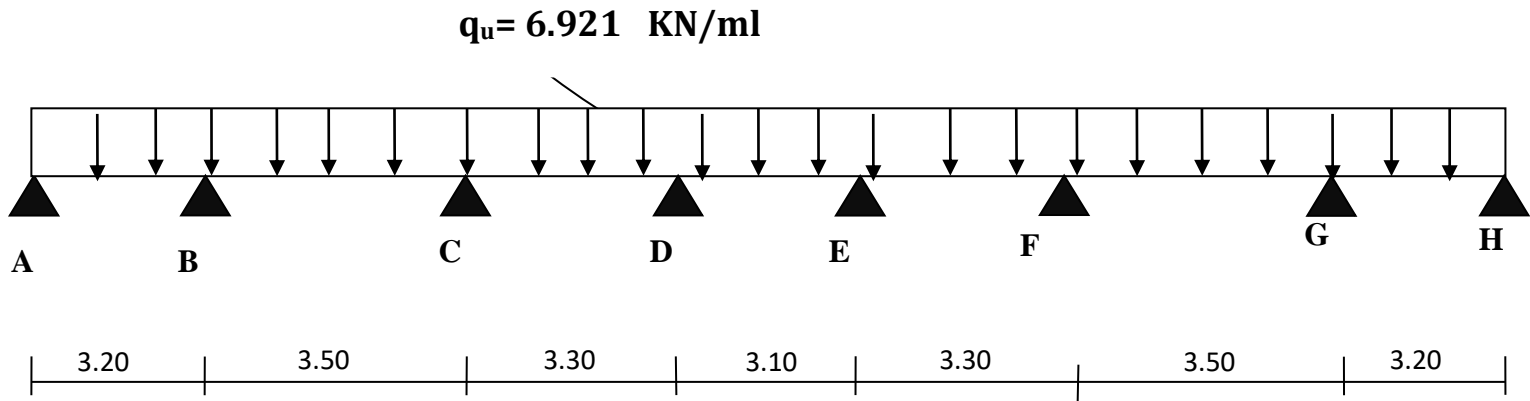


Figure III.19: schéma statique des poutrelles à E.L.U

Travée (la longueur de la plus grande travée) $L=3.50\text{m}$

$$M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8}$$

$$M_{BC} = M_{FG} = \frac{6.921 \times 3.50^2}{8} = 10.597 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = M_{EF} = \frac{6.921 \times 3.30^2}{8} = 9.421 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{6.921 \times 3.20^2}{8} = 8.860 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{6.921 \times 3.10^2}{8} = 8.313 \text{ KN.m}$$

11. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{AB} = 0,3 \times 8.86 = 2.658 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{BC} = 0,5 \times 10.597 = 5.298 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_{BC} = 0,4 \times 10.597 = 4.238 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4M_{CD} = 0,4 \times 9,421 = 3,768 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4M_{EF} = 0,4 \times 9,421 = 3,768 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4M_{FG} = 0,4 \times 10,597 = 4,239 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5M_{FG} = 0,5 \times 10,597 = 5,298 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,3M_{GH} = 0,3 \times 8,860 = 2,658 \text{ KN.m}$$

12. Calcul des moments fléchissant en travée :

- **Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :**

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_{AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{AB}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,098(8,860) - \frac{2,658 + 5,298}{2} = 5,750 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{AB} = 0,649 \times 8,860 = 5,750 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{AB} = 5,750 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (BC) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{BC} ; (1 + 0,3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{BC}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = (1 + 0,3\alpha)M_{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,098(10,597) - \frac{5,298 + 4,238}{2} = 6,867 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{BC} = 0,549 \times 10,597 = 5,817 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{BC} = 6.867 \text{ KN.m}$$

• **Etude de la travée (CD) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{CD} ; (1 + 0,3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{CD}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{CD} = (1 + 0,3\alpha)M_{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,098(9,421) - \frac{4.238 + 3,768}{2} = 6,341 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{CD} = 0,549 \times 9,421 = 5,172 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{CD} = 6,341 \text{ KN.m}$$

• **Etude de la travée (DE) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{DE} ; (1 + 0,3\alpha)M_{DE}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{DE}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{DE} = (1 + 0,3\alpha)M_{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,098(8.313) - \frac{3,768 + 3,768}{2} = 5.359 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{DE} = 0,549 \times 8.313 = 4.564 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{DE} = 5.359 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (EF) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{EF} ; (1 + 0,3\alpha)M_{EF}] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{EF}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{EF} = (1 + 0,3\alpha)M_{EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,098(9.421) - \frac{3.768 + 4.329}{2} = 6.296 \text{KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{EF} = 0,549 \times 9.421 = 5,172 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{EF} = 6.296 \text{KN.m}$$

- **Etude de la travée (FG) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{FG} ; (1 + 0,3\alpha)M_{FG}] - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{FG}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{FG} = (1 + 0,3\alpha)M_{FG} - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,098(10.597) - \frac{4.239 + 5.298}{2} = 6.867 \text{KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{FG} = 0,549 \times 10.597 = 5,817 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{FG} = 6.867 \text{KN.m}$$

- **Etude de la travée (GH) (Travée de rive) :**

$$M_t^{GH} \geq \max[1,05M_{GH} ; (1 + 0,3\alpha)M_{GH}] - \frac{M_G + M_H}{2}$$

$$M_t^{GH} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{GH}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{GH} = (1 + 0,3\alpha)M_{GH} - \frac{M_G + M_H}{2} = 1,098(8.860) - \frac{5.298 + 2.658}{2} = 5.750 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{GH} = 0,649 \times 8.860 = 5.750 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{GH} = 5.750 \text{ KN.m}$$

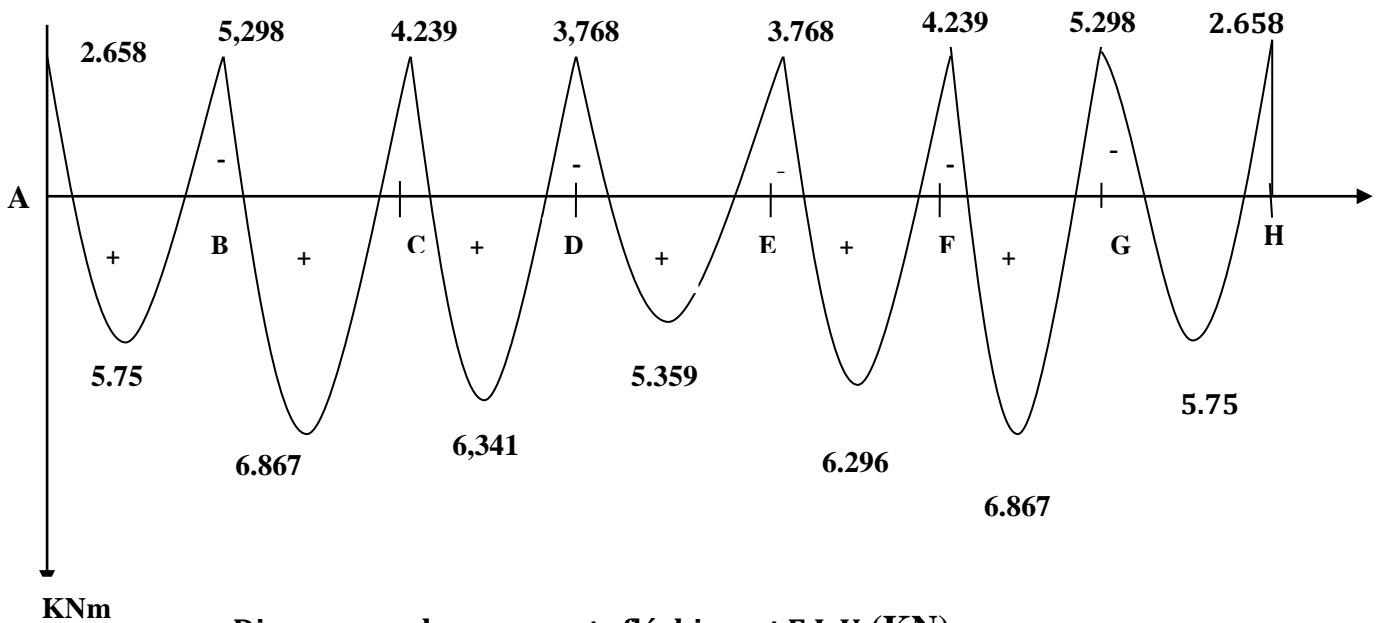


Diagramme des moments fléchissant E.L.U (KN)

3. Calcul des efforts tranchants :

- la travée (AB) :

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{6.921 \times 3.20}{2} + \frac{-5,298 - (-2.658)}{3.20} = 10.248 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{6.921 \times 3.20}{2} + \frac{-5,298 - (-2.658)}{3.20} = -11.898 \text{ KN}$$

- la travée (BC) :

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{6.921 \times 3,50}{2} + \frac{-4.238 - (-5,298)}{3,50} = 12,641 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{6.921 \times 3,50}{2} + \frac{-4.238 - (-5,298)}{3,50} = -11,582 \text{ KN}$$

- **la travée (CD) :**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{6.921 \times 3,30}{2} + \frac{-3.768 - (-4.238)}{3,30} = 11,561 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{6.921 \times 3,30}{2} + \frac{-3.768 - (-4.238)}{3,30} = -11,277 \text{KN}$$

- **la travée (DE) :**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{6.921 \times 3,10}{2} + \frac{-3.768 - (-3,768)}{3,10} = 10.727 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{6.921 \times 3,10}{2} + \frac{-3.768 - (-3,768)}{3,10} = -10.727 \text{KN}$$

- **la travée (EF) :**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{6.921 \times 3,30}{2} + \frac{-4.239 - (-3.768)}{3,30} = 11,277 \text{KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{6.921 \times 3,30}{2} + \frac{-4.239 - (-3.768)}{3,30} = -11,561 \text{KN}$$

- **la travée (FG) :**

$$V_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{6.921 \times 3,50}{2} + \frac{-5.298 - (-4.239)}{3,50} = 11.582 \text{KN}$$

$$V_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{6.921 \times 3,50}{2} + \frac{-5.298 - (-4.239)}{3,50} = -12.641 \text{KN}$$

- **la travée (GH) :**

$$V_G = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = \frac{6.921 \times 3,20}{2} + \frac{-2.658 - (-5.298)}{3,20} = 11.898 \text{KN}$$

$$V_H = -\frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = -\frac{6.921 \times 3,20}{2} + \frac{-2.658 - (-5.298)}{3,20} = -10.248 \text{KN}$$

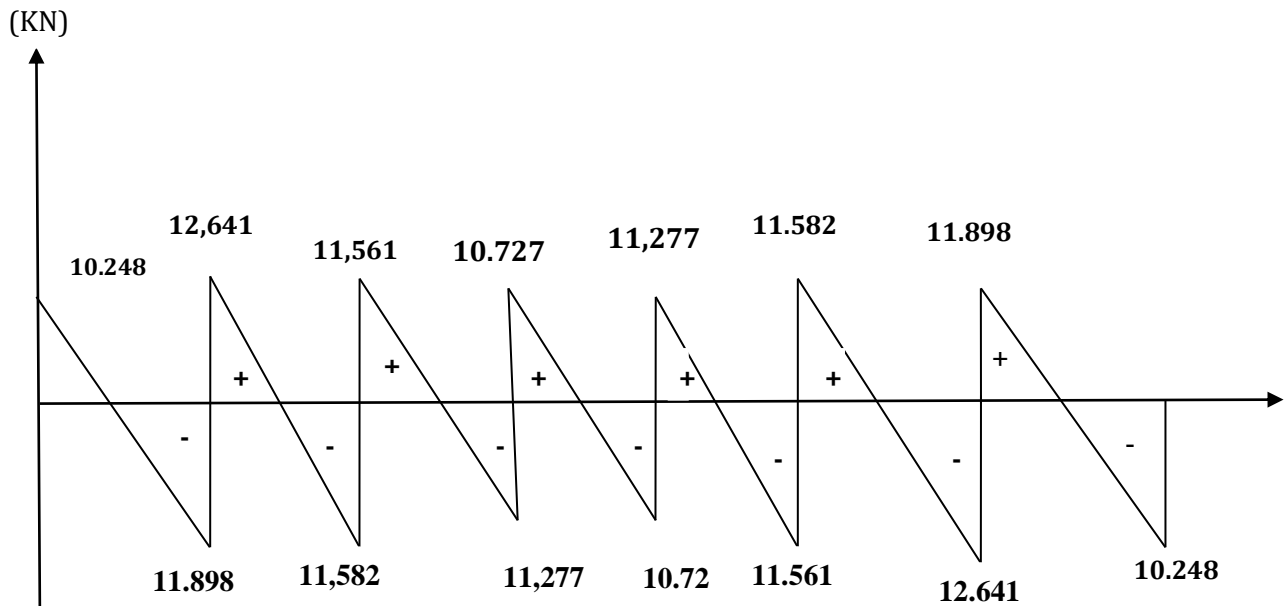


Diagramme des efforts tranchants E.L.U (KN)

III.4.Calcul des armatures à l'E L U :

$$T^{max} = 12.641\text{KN}$$

$$M_a^{max} = 5.298\text{KN.m}$$

$$M_t^{max} = 6.867\text{Kn.m}$$

❖ Armatures longitudinal:

✓ En travée:

le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{max} > M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la nervure

Si : $M_t^{max} < M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression

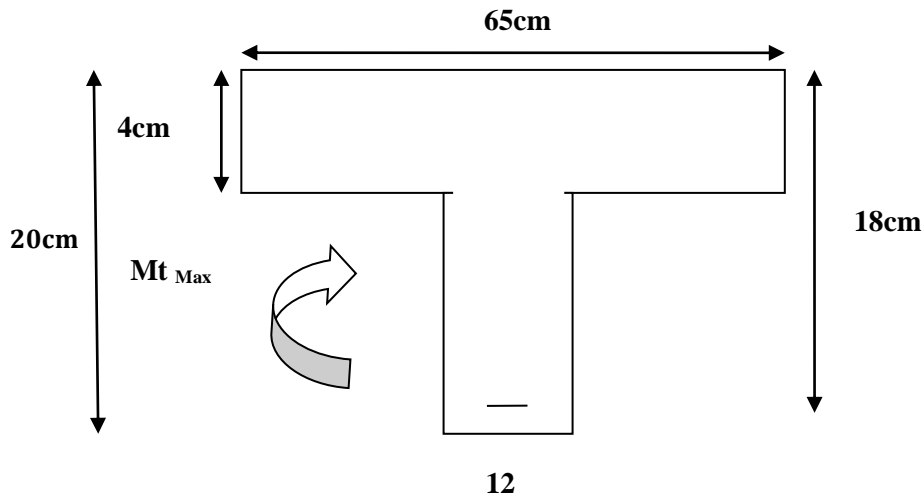


Figure III.20 : disposition des armatures en section Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = f_{bc} b h_0(d - 0,5h_0)$$

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,5(0,04)) = 59,07 \text{ Knm}$$

$$M_{tab} = 59,07 \text{ Knm} \gg \gg M_t^{max} = 6,867 \text{ Knm}$$

$M_t^{max} < M_{tab} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (bxh)

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ [Mpa]}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

b : l'entre axe des poutrelles 65 cm

$$\mu = \frac{6.867 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023$$

$\mu = 0,023 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (S S A)

$$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.867 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

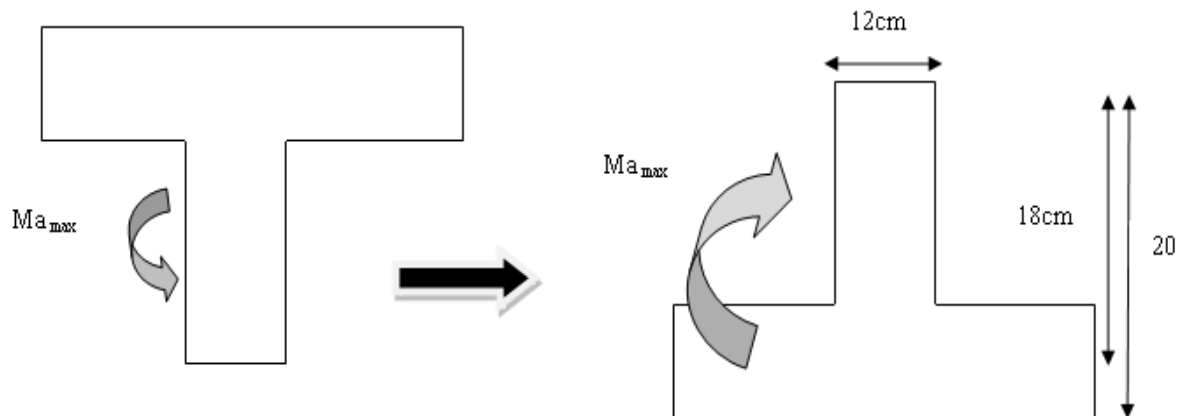
Soit :

$$A_t = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs



$$M_a^{max} = 5.298 \text{ Knm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.298 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,096$$

$\mu = 0,096 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (S S A)

$$\rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.298 \times 10^3}{0,949 \times 18 \times 348} = 0.891 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_t = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

III-5 : Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :(Art A- 4- 2 / BAEL 91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$

➤ **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifié**

➤ **Aux appuis :**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

2. Condition tangentielle :(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u$$

-Calcul τ_u :

$$T_{max} = 12.641 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.641 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,585 \text{ Mpa} ; \text{ Donc } \tau_u = 0,585 \text{ Mpa}$$

-Calcul $\bar{\tau}_u$: Pour la fissuration non préjudiciable :

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée

3. Condition d'adhérence et entrainement des barres : (Art A- 6- 1-3 / BAEL 91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 dx \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \text{ Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Calcul τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \phi \pi$$

n : Nombre des barres

ϕ : Diamètres des barres

$$\sum U_i = 3 \times 1,0 \times 3,14 = 9,42 \text{ cm} = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,641 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,828 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,828 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barresCondition Vérifiée

4. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A- 6- 1-22 / BAEL 91) :

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

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

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règlements de **BAEL 91** 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 **0,4L_s** pour l'aciers H A, Donc $L_c = 14.10cm$
 On prend : $L_c = 20cm$

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

➤ **Appuis de rive :(Art 5.1.1.312/BAEL91)**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{12.641 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,363 \text{ cm}^2 ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ **Condition vérifiée**

→ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Appuis intermédiaire :(Art 5.1.1.321/BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à

$$T_u^{max} = \frac{M_{max}}{0,9d}$$

$$T_u^{max} = 12.641 \text{ KN} = 12.641 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_a^{max} = 5.298 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$0,9d T_u^{max} = 0,9 \times 180 \times 12.641 \times 10^3 = 2,047 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M^{max} > 0,9d T_u^{max} \quad \rightarrow \text{les armatures inferieures ne sont pas nécessaires.}$$

6. Influence de l'effort tranchant sur le Béton : (Art A. 5 .1.313 /BAEL 91) :

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} = 12.641 \text{ KN}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

$$a = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_{\max} \leq 0,4x \frac{25}{1,5} x 0,9x0,18x0,12x10^3 = 129,6 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = 12.641 \text{ KN} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 = 129,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A. 5. 3.2 /BAEL 91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u (b - b_0)}{1,8 b d h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12.641x10^3 (650 - 120)}{1,8 x 650x180x40} = 0.795 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 0.795 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\} ; \bar{\tau}_u = \min\{3,33 ; 5 \text{ Mpa}\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.795 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL 91)

Avec :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L^{\max}\right).$$

h : hauteur de la poutrelle (h= 16 cm)

b₀ : Longueur de l'âme

ϕ_L^{max} : Diamètre maximal des armatures

$$\phi_t = \min\left(\frac{16}{35}, \frac{12}{10}, 1.0\right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1)$$

$$\phi_t = 0,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

8. **Espacement des armatures : (Art A. 5 .1.22 /BAEL 91)**

$$S_{t1} = \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = \min(0,9 \times 18, 40 \text{ cm}) = \min(16,5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \text{ soit } S_{t1} = 16,5 \text{ cm}$$

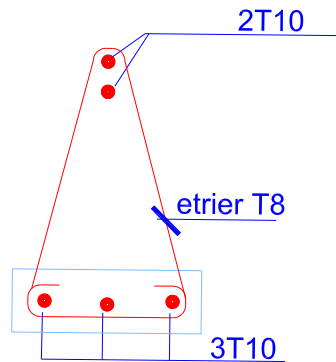


Figure III.21 : Plan de ferrailage de poutrelle (en appuis)

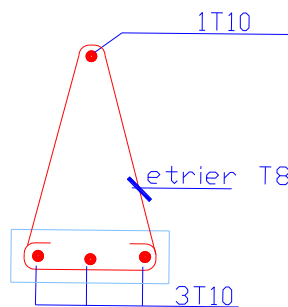


Figure III.22 : Plan de ferrailage de poutrelle (en travée)

III.6. Vérification à l'ELS :

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

Les vérifications qui leur sont relatives :

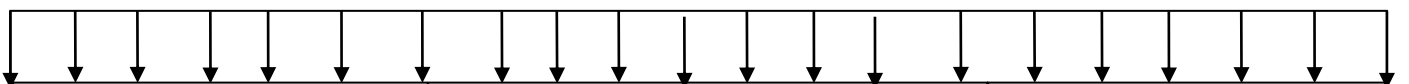
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation

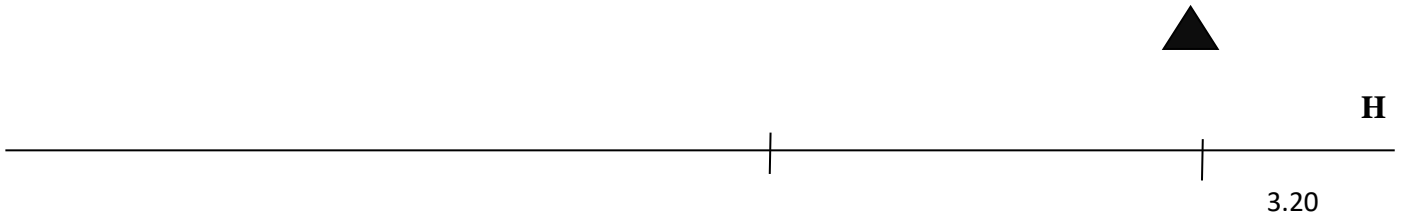
1. Combinaison de charge à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (Art 6-5/BAEL 91) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU, Les coefficients $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$ nous donne les valeurs efforts internes sont résumés dans les tableaux suivants :

$$\frac{4.946}{6.921} = 0,715$$

$$q_s = 4.946 \text{ KN/ml}$$





✓ **Moment en travée à l'ELS :**

$$M_{ts} = M_{tr} \times 0,715$$

Tableau III-14 : résumé des moments en travée a l'ELS

Travée	L (m)	M_{tr} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
1-2	3,20	5,751	4,112
2-3	3,50	6,867	4,910
3-4	3,30	6,341	4,534
4-5	3,10	5,359	3,832
5-6	3,30	6,341	4,534
6-7	3,50	6,867	4,910
7-8	3,20	5,751	4,112

✓ **Moment aux appuis à l'ELS :**

$$M_{as} = M_{ar} \times 0,715$$

Tableau III-15: résumé des moments en aux appui a l'ELS

Nœuds	M_{appui} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)
A	-2,658	-1,900
B	-5,298	-3,788
C	-4,239	-3,031

D	-3,768	-2,694
E	-3.768	-2.694
F	-4.239	-3.031
G	-5.298	-3,788
H	-2.658	-1.900

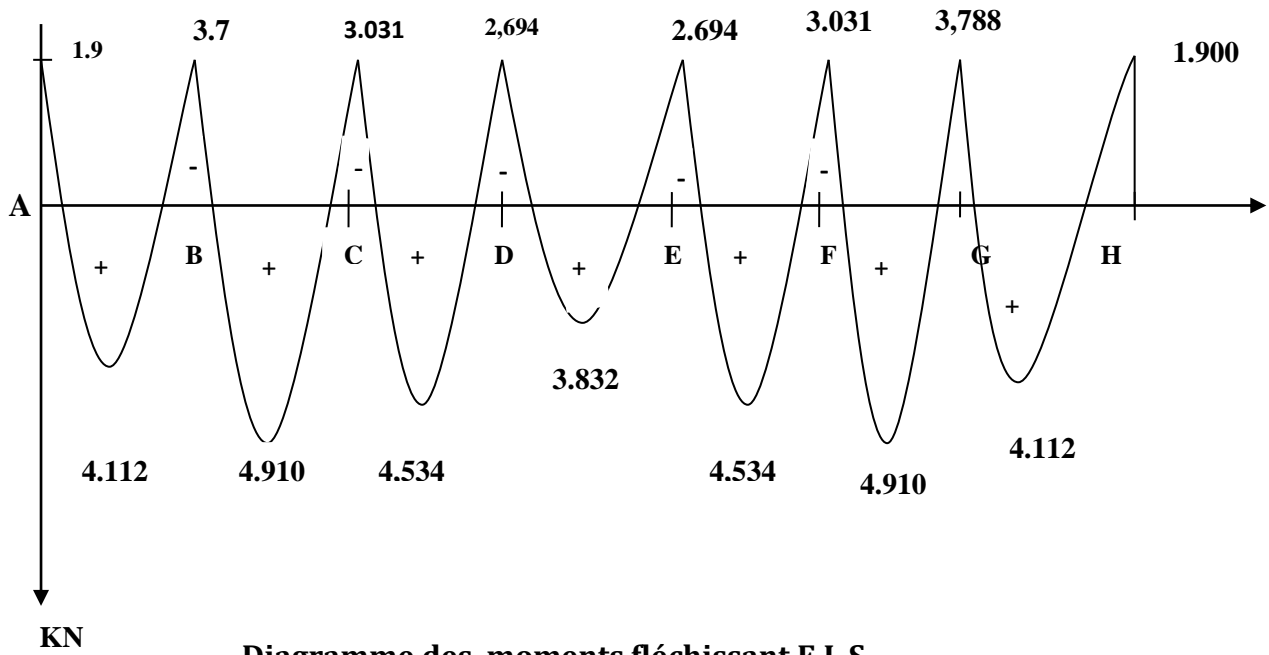


Diagramme des moments fléchissant E.L.S

$$T_{Ws} = T_w \times 0,715$$

$$T_{es} = T_e \times 0,715$$

Tableau III-16 : résumé des efforts tranchants

Travée	T_w (KN)	T_{ws} (KN)	T_e (KN)	T_{es} (KN)
A-B	10.248	7.327	-11.898	-8.507
B-C	12,641	9,038	-11,582	-8,281
C-D	11,561	8,266	-11,277	-8,063
D-E	10.727	7.669	-10.720	-7.669
E-F	11,277	8,063	-11.561	-8.266
F-G	11.582	8.281	-12.641	-9.038
G-H	11.898	8.507	-10.248	-7.327

2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art . A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'Etat limite d'ouverture des fissures.

✓ Etat limite de compression de béton :

✓ En travée :

- La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$K_1 = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A} \quad \text{Avec } M_{ts} = 6.867 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{4.910 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 135.60 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$Condition vérifiée

✓ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{135.60}{19.72} = 6.87 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$Condition vérifiée

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \Rightarrow \beta_1 = 0,876$$
$$K_1 = 25.32$$

3. La contrainte dans l'acier :

on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}^{max}}{\beta_1 d A} \quad M_{as}^{max} = 3.788 \text{ KN m}$$

$$\sigma_s = \frac{3.788 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 153.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa} > \sigma_s = 153.01 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{153.01}{25.32} = 6.043 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Etat limite de déformation (Art B. 6.8 .424 /BAEL 91) :

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

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{10 M_0}$$

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

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=3.10 m)

M_t^{max} : Moment max en travée $M_t^{max} = 4.910 Knm$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} \quad \text{Avec } q_s = G + Q = 3,321 + 1,625 = 4.946 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{4.946 \times 3.10^2}{8} = 5.941 Knm$$

$$\frac{20}{310} = 0,064 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,064 < \frac{4.910}{10 \times 5.941} = 0,082 \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,0108 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Vu que la deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 x^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 x^3 \sqrt{25} = 10819 \text{ Mpa}$$

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

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

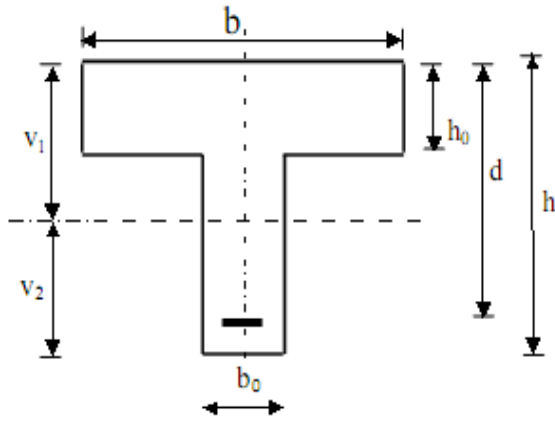
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

a. Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$



b. Calcul de V1 et V2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,30 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739,30}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} x (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) x 4 x \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 x 3,39 x (12,56 - 2)^2$$

$$= 21800,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{0=} = 21800,00 \text{ cm}^4$$

c. Calcul des coefficients: (λ_V ; μ ; I_{fv})

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b_0 \times d} = \frac{235}{12 \times 18} = 1.09 \quad \mapsto \quad \beta = 0,856$$

$$\sigma_s = \frac{4.910 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 135.60 \text{ MPa}$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 1.09} = 0.015$$

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

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1.09 \times 135.60 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{ 0,006 ; 0 \}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 21800}{1 + 0,015 \times 0,006} = 23980 \text{ cm}^4$$

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

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \cdot E_v I_{fv}} = \frac{4,910 \times 10^6 \times 3100^2}{10 \times 10819 \cdot 10^4 \times 23980} = 1,82 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3100}{500} =$$

6.2mm.....Condition vérifiée

III.6.Conclusion :

la condition de la fleche est vérifiée avec les armatures calculer .

Armature longitudinales :

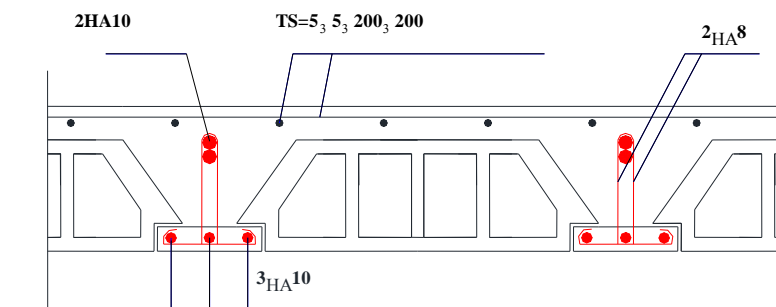
3HA 10 pour le lit inferieur

2HA 10 en chapeau au niveau des appuis

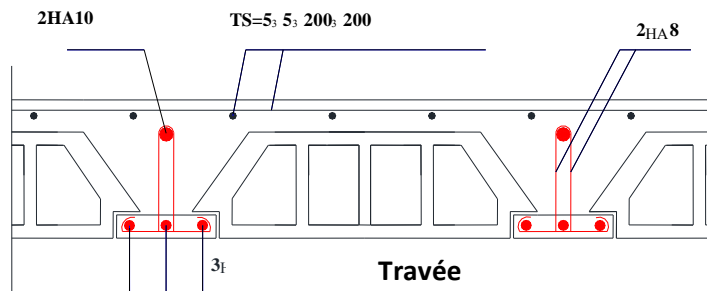
1HA 10 en travée

Armature transversales :

2 étriers en HA8 avec st= 20cm



APPUIS



Travée

Figure III.23 : plan de ferrailage du plancher en corps creux

Dalle pleine rectangulaire :

III. Etude de la dalle pleine rectangulaire :

a)-Etude de la dalle pleine :

Largeur =1.6m

Longueur =1.20m

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple .

b)-Dimensionnement :

La dalle pleine est appuyée sur 3 appuis donc :

$E_{p_{min}}=15\text{cm}$ d'après le BAEL

Nous avons opté pour $E_p=15\text{cm}$

Mode de fonctionnement de la dalle :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{160} = 0.75$$

$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1$: Le panneau travail dans les 2 sens.

c)-Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes de la dalle :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0.15	25	2.5
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses	0,10	9	0.90
Gdp tot=4.76Kn/m²				

Tableau III.2 : Charge permanentes de la dalle

▪ Surcharges d'exploitations:

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/ml}$

d)-Combinaisons de charges :

$$\text{ELU} \quad q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.76 + 1.5 \times 2.5 = 10.17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \quad q_s = G + Q = 4.76 + 2.5 = 7.26 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'ELU :

1. Calcul des efforts internes :

a. Le moment :

- le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_x = q_u \cdot l_x^2 / 8 \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + q_u \cdot l_x^3 / 48$$

$$M_x = 10.17 \times 1.4^2 / 8 (1.6 - 0.7) + 10.17 \times 1.4^3 / 48$$

$$\mathbf{M_x = 2.82 \text{ kn.m}}$$

$$M_y = q_u l_x^3 / 24$$

$$M_y = 10.17 \times 1.4^3 / 24$$

$$\mathbf{M_y = 1.16 \text{ kn.m}}$$

b. Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l_x = 10.17 \times 1.4 = 14.24 \text{ kN}$$

Ferraillage a l'ELU :

- Détermination de la section d'armature :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

armatures principales

dans le sens de l_x

$$\mu_b = \frac{M_x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.01 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{2.82 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25 cm.

Sens de ly :

$$\mu = \frac{M_y}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.16 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01 < 0.392 \quad \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.01 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_t = \frac{M_y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.16 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de St = 25 cm.

Vérification a L'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

-Sens lx

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Sens ly

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

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

Avec $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33$ (fissuration peu préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{14.24 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement=>Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL 91/ART .A-4-2-1)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{1 \times 0.13}{1.15} \times 10^3 = 1017.39 \text{ kN}$$

$$V_u = 14.24 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art6.13/BAEL 91) :

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

Sens xx

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.24 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.24 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'ya aucun risque d'entraînement des barres

e-Vérification de l'écartement des barres :

Armatures dans le sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$
 \Rightarrow Condition vérifiée

Armatures dans le sens yy: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.}$
 \Rightarrow Condition vérifié

f-Ancrage des barres aux appuis :

sens xx

$$L_s = \frac{\varphi f e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

$L_s = 40 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \quad \rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

sens yy

$$L_s = \frac{\varphi f e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

$L_s = 40 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \quad \rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

Calcul a l'ELS: $\nu = 0.2$

a)- Calcul des efforts internes :

1-Le moment :

- le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_x = q_s \cdot l_x^2 / 8 (l_y - \frac{l_x}{2}) + q_s \cdot l_x^3 / 48$$

$$M_x = 7.26 \times 1.4^2 / 8 (1.6 - 0.7) + 7.26 \times 1.4^3 / 48$$

$$M_x = \mathbf{2.02 \text{ kn.m}}$$

$$M_y = 7.26 l_x^3 / 24$$

$$M_y = 7.26 \times 1.4^3 / 24$$

$$M_y = \mathbf{0.83 \text{ kn.m}}$$

b)- Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5.2/ BAEL 91)

▪ **Contrainte dans l'acier**

Sens xx

Nous devons s'assurer que : $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \quad \rightarrow \beta = 0.923 \quad \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\delta_{st} = \frac{Msx}{\beta_1 d A_s} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{0.923 \times 0.13 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 53.61 \text{ Mpa}$$

$53.61 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

▪ **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{53.61}{48.29} = 1.11 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens ly

Nous devons s'assurer que : $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \quad \rightarrow \beta = 0.923 \quad \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\delta_{st} = \frac{Msy}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.83 \times 10^{-3}}{0.923 \times 0.13 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 22.03 \text{ Mpa}$$

$22.03 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

▪ **Contrainte dans le béton : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$**

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{22.03}{48.29} = 0.45 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

vérification de l'ouverture des fissures :

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

d)- Vérification de la flèche : (BAEL99/Art B.5.6.3)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,11 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,11 > \frac{2.02}{10 \times 2.02} = 0,10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots \text{condition vérifiée}$

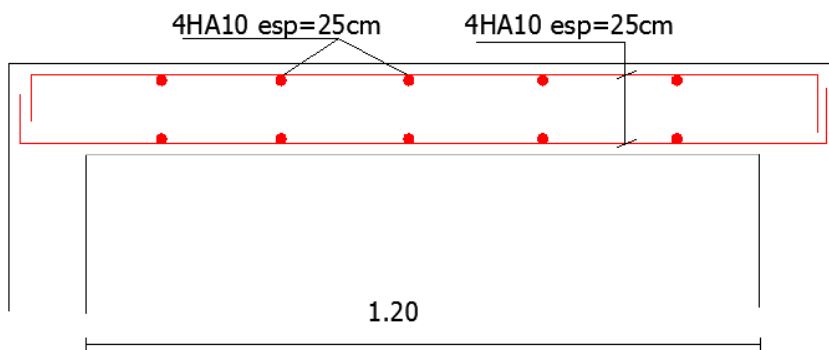
Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

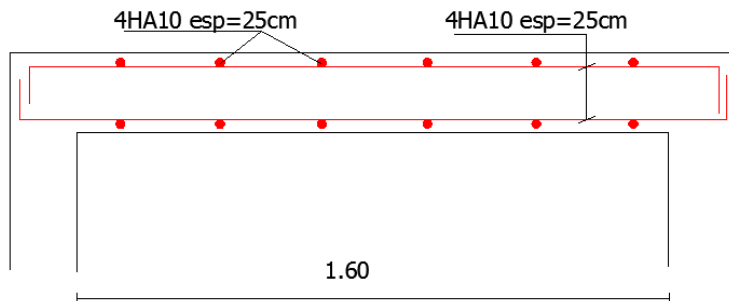
La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

- Armatures parallèles à $lx \rightarrow 4HA10$ ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)
- Armatures parallèles à $ly \rightarrow 4HA10$ ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)

Plan de ferrailage de la dalle pleine suivant X-X



Plan de ferrailage de la dalle pleine suivant y-y



INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations en particulier l'effort sismique qui est la principale cause des dommages, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Et dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement sous ce type de chargement, l'utilisation des méthodes numériques telle que la Méthode des éléments fini est devenue indispensable. Les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité

Plusieurs programmes de calcul automatique sont à base de ces méthodes et l'automatisme de calcul donne l'efficacité opératoire.

IV.1 Description du logiciel ETABS : (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)

ETABS est l'un des logiciels de calcul et de conception basé sur la méthode des éléments finis (MEF), conçu pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique. Il permet de créer des structures, dimensionner des éléments, et d'analyser les résultats obtenus. Ce logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statistiques et dynamiques, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, ainsi que les modes de vibrations...

IV.2 Méthode de calcul :

Nous distinguons deux cas :

- Calcul statique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales G et Q.
- Calcul dynamique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul nous distinguons les méthodes suivantes :

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

IV.2.1- Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre (3 du RPA, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et a 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : -tous groupes

Zone II :- groupe d'usage 3

-groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone III :-groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

IV.2.2 Présentation de l'ouvrage relativement à l'étude dynamique

-Notre ouvrage est classé selon le règlement parasismique algérien dans une zone

de moyenne sismicité **II_a**

-La catégorie de sol est de S3 (sol meuble).

-La structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA2003/Art 3.2)

notre bâtiments est à usage d'habitations et commercial

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous avons vérifié un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente selon les règles du RPA93/2003.

- **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse applicable a tous les cas d'après le RPA99version2003 (article 4.1.3).

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3 Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS en considérant : 9 niveaux (1sous-sol + RDC + 7étages courants+1sous-toiture) encastrée a la base et réalisé sur un modèle tridimensionnel.

IV.4 Etapes de modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.
5. Définition des charges statiques (G,Q).
6. Définition de la charge sismique E.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

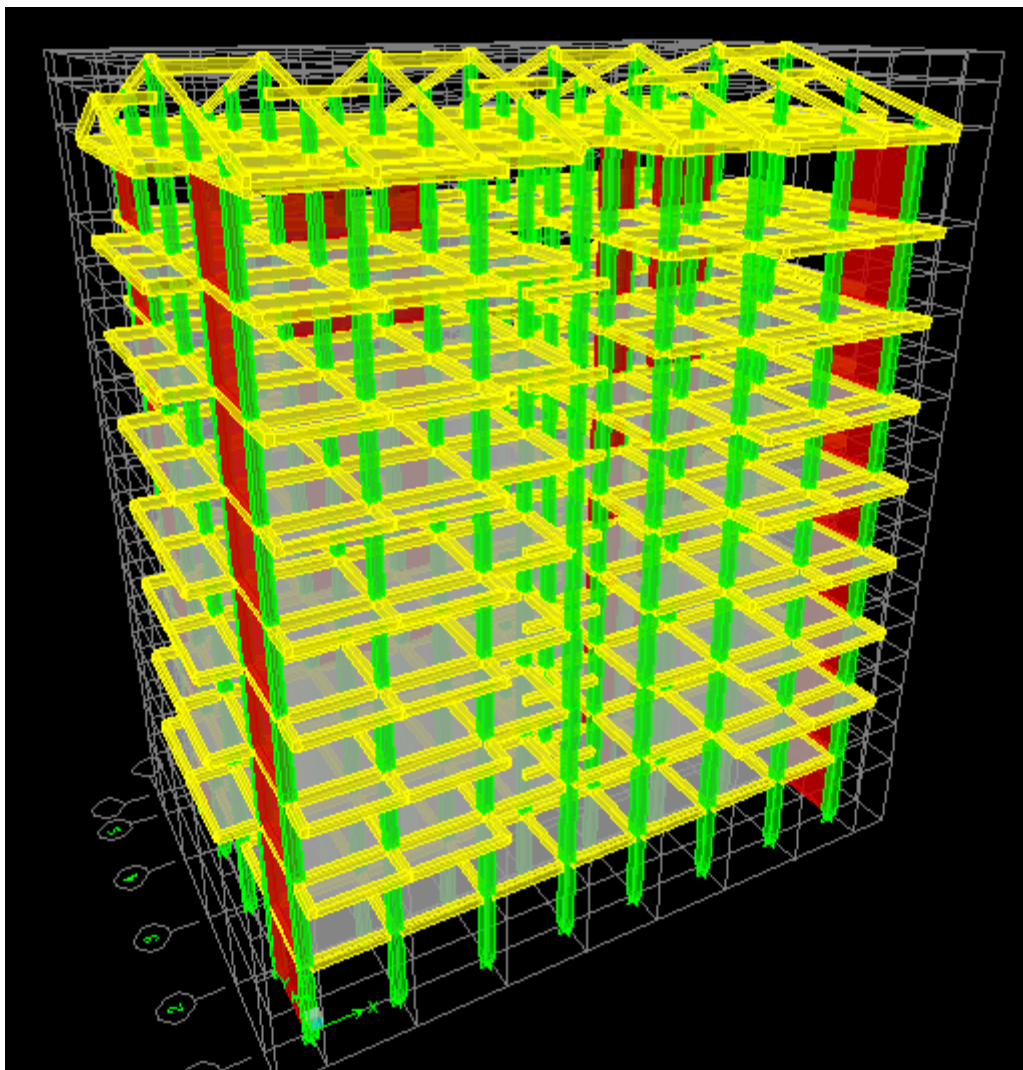


Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure

IV.5 Vérifications selon les exigences du RPA:

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions afin de protéger les vies humaines et leurs biens matériels vis-à-vis des actions sismiques

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- Vérification de la participation de la masse modale
- Vérification des déplacements
- Justification vis-à-vis des déformations
- Vérification des déplacements inter-étage
- Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{article 4.2.3 du RPA})$$

Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1** du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment
 - Zone sismique : II
 - Groupe d'usage : 2 } $\rightarrow A = 0.15$
- R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

$R = 3.5$ le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs

- Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ (4.4 du RPA)

❖ Conditions minimales sur les files du contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Vérifier la Condition dans les deux sens(X-X et Y-Y)

❖ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant d'espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : condition vérifiée

Suivant Y-Y : condition vérifiée

❖ Régularité en plan : la structure est classée non régulière en plan. (cf 3.5 1a).

❖ Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation (cf 3.5 1b).

❖ Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens X-X :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	observé	0
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0

$$Q = 1.10$$

Sens Y-Y :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	observé	0
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0

$$Q = 1.10$$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}T_2 \leq T \leq 3s & \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA})$$

T_2 : est la période caractéristique, associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA

$$T_2 = 0,5s$$

$$T = 0.5903s \text{ (d'après la modélisation)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$\xi = 8.5$$

$$\eta = 0.81 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.81 \left(\frac{0.5}{0.59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.81$$

- Poids total de la structure : $W_T = 15596.64kN$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ R = 3.5 \\ Q = 1.10 \\ D_x = D_y = 1.81 \\ W_T = 29487.35 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Sens X-X :

$$\Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.10}{3.5} \times 29487.35 = 2516.11 \text{ kN}$$

Sens Y-Y :

$$\Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.10}{3.5} \times 29487.35 = 2516.11 \text{ kN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$V_x = 2553.82 \text{ kN}$$

$$V_y = 2468.26 \text{ kN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{x_{\text{dyn}}} = 2553.82 \text{ kN} > 80\% V_x = 2012.89 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

$$V_{y_{\text{dyn}}} = 2468.26 \text{ kN} > 80\% V_y = 2012.89 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : l'effort tranchant a la base est vérifié.

2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA) :

a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 26.30 = 1.315 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 16.60 = 0.83 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Tableau IV-1 : Comparaison des excentricités

niveaux	centre de masse		centre de torsion		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
SS SOL	11.546	6.843	11.550	6.801	-0.004	0.042	1.315	0.83
RDC	11.546	6.845	11.550	6.806	-0.004	0.039	1.315	0.83

ETAGE01	11.546	6.871	11.549	6.823	-0.003	0.048	1.315	0.83
ETAGE02	11.546	6.873	11.549	6.842	-0.003	0.031	1.315	0.83
ETAGE03	11.546	6.876	11.549	6.855	-0.003	0.021	1.315	0.83
ETAGE04	11.546	6.876	11.549	6.867	-0.003	0.009	1.315	0.83
ETAGE05	11.546	6.876	11.549	6.877	-0.003	-0.001	1.315	0.83
ETAGE06	11.546	6.883	11.548	6.886	-0.002	-0.003	1.315	0.83
ETAGE07	11.550	6.862	11.548	6.894	0.002	-0.032	1.315	0.83
comble	11.550	6.800	11.549	6.897	0.001	-0.097	1.315	0.83

Remarque

L'effet de la torsion est vérifié dans tous les étages

3) Vérification de la participation de la masse modale :

Le nombre minimal de mode est de : $k \geq \sqrt{\frac{3}{15}} = 11.61$ donc : $k = 12$ modes

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La valeur de la participation massique a atteint 90% dans le mode 8.

Tableau IV-2 : Masse participante

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.8318	74.7682	0.0030	74.8316	0.0030	0.0003	0.0003
2	0.8065	0.0389	68.6871	74.8350	68.6902	0.0000	0.0003
3	0.6883	0.0020	0.00000	74.8359	68.6902	68.5402	68.5405
4	0.2424	13.4837	0.00000	88.2867	68.6902	0.0000	68.5406
5	0.1856	0.0005	17.7219	88.2867	86.4121	0.0000	68.5406
6	0.1527	0.0000	0.00000	88.2868	86.4121	18.2136	86.7542
7	0.1169	4.5767	0.00000	92.8757	86.4121	0.0000	86.7542
8	0.0758	0.0000	0.00000	93.5281	93.0421	0.0000	86.7542
9	0.0693	0.6296	6.5091	93.5281	93.0421	0.0000	86.7542
10	0.0613	0.0000	0.0000	95.5661	93.0421	6.1601	93.2055
11	0.0509	0.2934	0.0000	95.5661	93.0421	0.0001	93.2055
12	0.0451	1.4359	0.0000	97.2314	93.0421	0.0001	93.2055

4) Vérification des déplacements :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

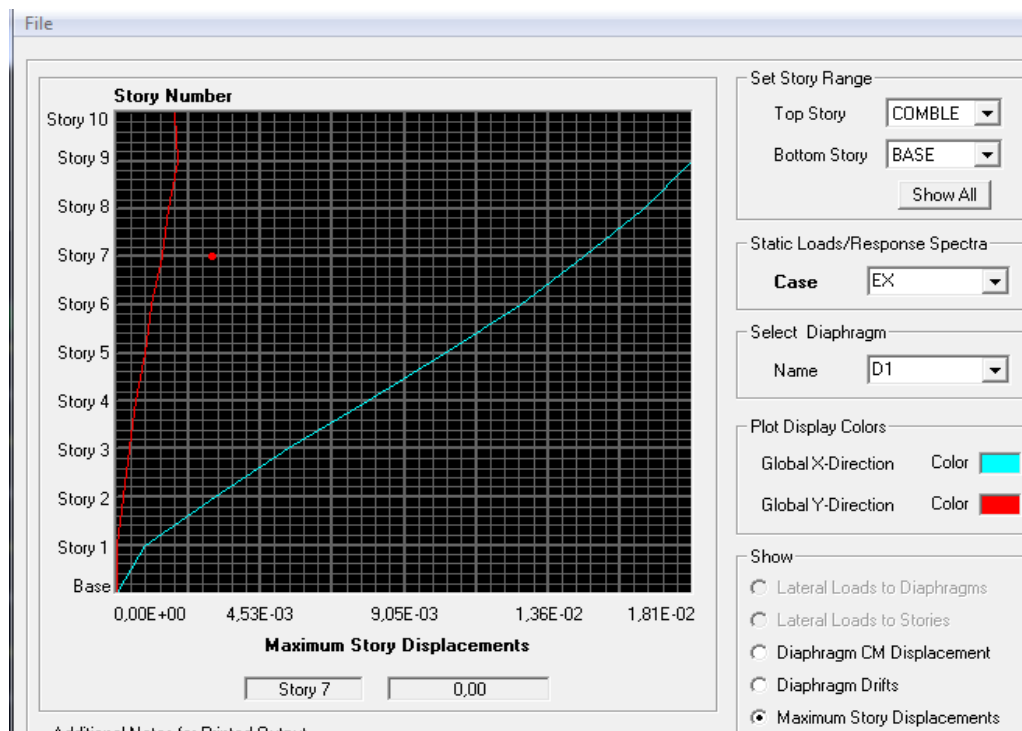
Avec :

H_t : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

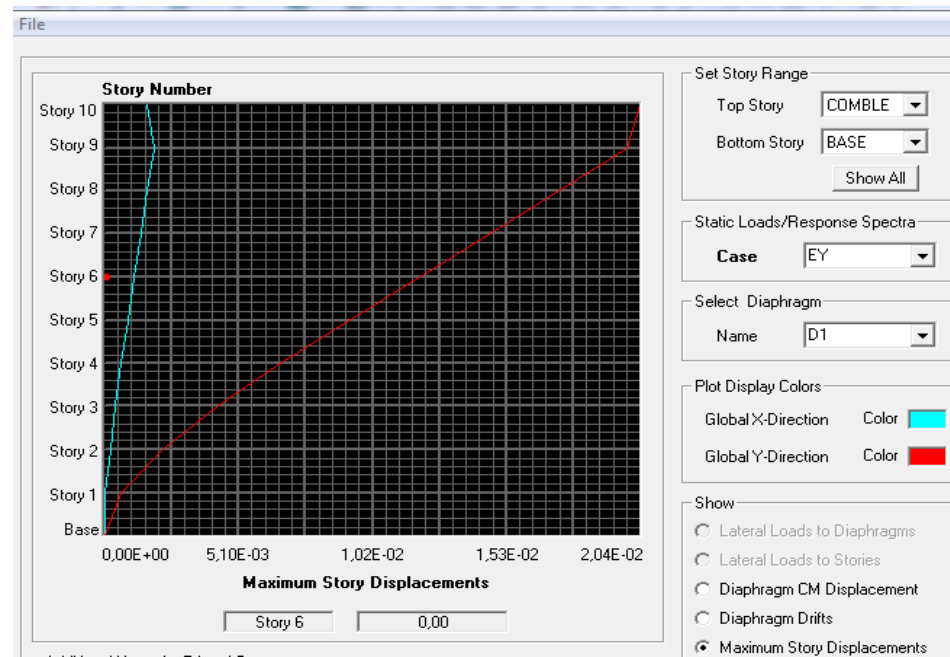
- **Déplacement maximal dans le sens x-x**



$$\delta_{max} = 0.020 \leq f = \frac{27.36}{500} = 0,054m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Suivant E_y :

- **Déplacement maximal dans le sens y-y**



$$\delta_{max} = 0.0204 \leq f = \frac{27.36}{500} = 0.054m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

5)Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003):

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$$

$$\Delta_y^k = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$$

$$\delta_{kx} = \delta_{ek}^x \times R$$

$$\delta_{ky} = \delta_{ek}^y \times R$$

Δ_x^k , Δ_y^k : déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X et dans le sens Y.

δ_{kx} , δ_{ky} : déplacements horizontaux dus aux forces sismiques au niveau k dans le sens X et dans le sens Y.

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x

Les etages	δ_{ek}^x	R	δkx	Δ_x^k	0.01he	condition
comble	0.000271	3.5	0.000948	0.0027	0.0250	Vérifier
7 ^{eme} etage	0.000826	3.5	0.002891	0.0007	0.0306	Vérifier
6 ^{eme} etage	0.000977	3.5	0.003419	0.0006	0.0306	Vérifier
5 ^{eme} etage	0.001111	3.5	0.003889	0.0004	0.0306	Vérifier
4 ^{eme} etage	0.001214	3.5	0.004249	0.0003	0.0306	Vérifier
3 ^{eme} etage	0.001280	3.5	0.004480	0.0004	0.0306	Vérifier
2 ^{eme} etage	0.001272	3.5	0.004231	0.0003	0.0306	Vérifier
1 ^{ere} etage	0.001209	3.5	0.004231	0.00112	0.0306	Vérifier
RDC	0.000979	3.5	0.003426	0.0026	0.0357	Vérifier
S.SOL	0.000442	3.5	0.001547	0.0026	0.0306	Vérifier

Tableau IV-8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

Les étages	δ_{ek}^y	R	δky	Δ_y^k	0.01he	condition
-------------------	-----------------	----------	-------------	--------------	---------------	------------------

comble	0.000261	3.5	0.00091	0.00530	0.0250	Vérifier
7 ^{eme} etage	0.001337	3.5	0.00467	0.00026	0.0306	Vérifier
6 ^{eme} etage	0.001389	3.5	0.00486	0.00018	0.0306	Vérifier
5 ^{eme} etage	0.001424	3.5	0.00498	0.00009	0.0306	Vérifier
4 ^{eme} etage	0.001429	3.5	0.00501	0.00003	0.0306	Vérifier
3 ^{eme} etage	0.001366	3.5	0.00478	0.00032	0.0306	Vérifier
2 ^{eme} etage	0.001243	3.5	0.00435	0.00061	0.0306	Vérifier
1 ^{ere} etage	0.001058	3.5	0.00370	0.00093	0.0306	Vérifier
RDC	0.000733	3.5	0.00256	0.00163	0.0357	Vérifier
S-SOL	0.000296	3.5	0.0010	0.00218	0.0306	Vérifier

6)Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (effet P- Δ) :

Tableau IV-5 : Vérification de l'effet P- Δ

Niveaux	P (kN)	hk	sens xx			sens yy		
			Δ k (m)	Vk	θ x	Δ k	Vk	θ x
comble	352.72	2.30	0.020	23.13	0.1	0.0204	21.24	0.13
ETAGE07	3630.83	3.06	0.0181	590.63	0.04	0.0173	642.83	0.029
ETAGE06	6828.39	3.06	0.0154	1038.03	0.03	0.0147	1093.26	0.026
ETAGE05	10026.04	3.06	0.0127	1409.39	0.025	0.0118	1432.83	0.022
ETAGE04	13223.61	3.06	0.0114	1719.40	0.023	0.0098	1714.11	0.020
ETAGE03	16421.34	3.06	0.0075	1981.08	0.016	0.0071	1949.87	0.016
ETAGE02	19733.74	3.06	0.0053	2201.73	0.012	0.0043	2145.51	0.011
ETAGE01	23046.14	3.06	0.0030	2380.54	0.003	0.0025	2308.51	0.007
RDC	26498.43	3.57	0.0012	2508.79	0.0029	0.0017	2429.51	0.004
SS SOL	29487.35	3.06	0.0006	2553.82	0.0018	0.0008	2468.26	0.002

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.1. Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

V.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

1. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

2. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ Selon BAEL 91 : Situation durable :

◆ E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

◆ E.L.S : $G + Q$ (2)

▪ Selon le R.P.A : **Situation accidentelle :**

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

$$0.8G \pm E \dots\dots\dots (4).$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations cité dans le tableau suivant :

Tableau V.1: caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	γ_s	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$Fe(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1		18.5		400

V.3.Ferraillage des poteaux :

1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

2. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.

Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement	Zone courante
	$A_{min}=0.8\%b \times h$ (cm ²)	$A_{max}=6\%b \times h$	$A_{max}=4\%b \times h$

(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49
(30X30)	7.2	54	36

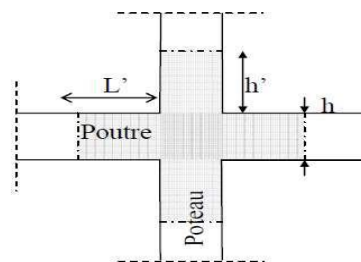
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$$L' = 2h$$

b_1, h_1 : les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

Figure.VI.1. La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales :

- Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow$ **En zone nodal.**

$S'_t \leq (15\phi_1^{\min}) \rightarrow$ **En zone courante.**

Avec :

ϕ_1^{\min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\phi > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\phi_{\min})$.

3. Calcul du ferrailage :

a.L'armature longitudinale :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

• Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si Le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c)bh^2f_{bc}$

Avec :

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow$ moment fictif

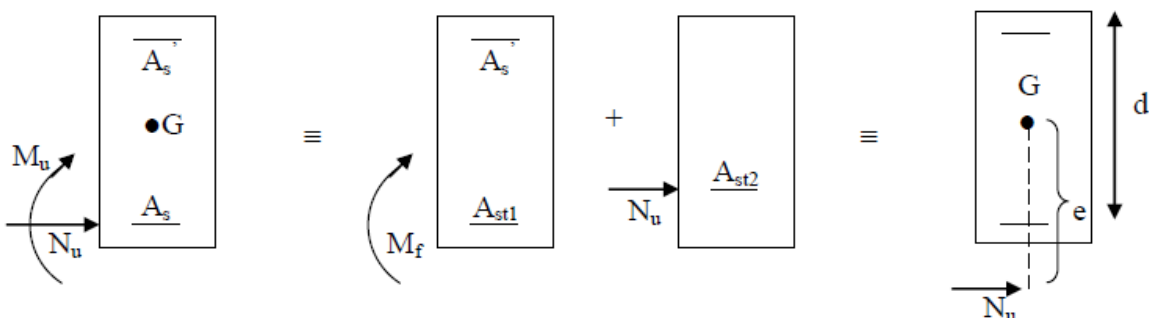
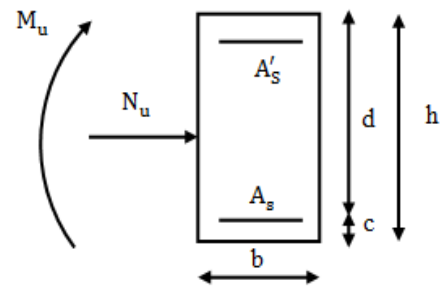


Figure V.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

- ✓ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. (SSA)

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. (SDA)

On calcul :

$$- \Delta M = M_f - M_r$$

$$- M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ; $A'_s = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées
càd :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100\Psi bhf_{bc}}{100\sigma_s} ; A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

✓ Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \qquad A_s = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si A_s est négative

$$A_s \geq \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

• **Section entièrement tendue (SET) :**

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux :

$N > 0$: traction ; $N < 0$: compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A'_s = \frac{N_u a}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

4. ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul a l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) avec M2

Niv	N (KN)	M (KN.m)	situation	Sect Cm ²	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A (cm ²)
S-sol 1^{er} 2^{ème} étage	N _{max} =+1883.3	M _{cor} =-1.46	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N _{min} =-5.9	M _{cor} =11.28	Acc		SPC	0	0.79	
	N _{cor} =+311.14	M _{max} =74.23	Acc		SPC	0	1.94	
3 .4 .5 .6 .7^{ème} étage	N _{max} =+610.35	M _{cor} =-0.25	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N _{min} =-3.12	M _{cor} =0.799	Acc		SPC	0	0.11	
	N _{cor} =32.85	M _{max} =70.74	Acc		SPC	0	6.46	
comble	N _{max} =+73.12	M _{cor} =0.064	Durable	30x30	SEC	0	0	7.2
	N _{min} =-3.3	M _{cor} =-3.01	Acc		SPC	0.32	0	
	N _{cor} =6.76	M _{max} =28.71	acc		SPC	0	2.68	

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux dans le sens (Y-Y) avec M3

Niv	N (KN)	M (KN.m)	situation	Sect (cm ²)	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A (cm ²)
S-sol 1^{er} 2^{ème} étage	N _{max} =+1883.33	M _{cor} =25.45	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N _{min} =-5.9	M _{cor} =-0.448	Acc		SEC	0.11	0.04	
	N _{cor} =+629.45	M _{max} =-90.05	Acc		SEC	0	0	
3 .4 .5 .6 .7^{ème} étage	N _{max} =+610.35	M _{cor} =0.54	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N _{min} =-3.12	M _{cor} =0.44	Acc		SEC	0	0.08	
	N _{cor} =+95.12	M _{max} =69.76	Acc		SPC	5.94	0	
comble	N _{max} =+73.12	M _{cor} =-2.95	Durable	30x30	SEC	0	0	7.2
	N _{min} =-3.3	M _{cor} =-3.005	Acc		SPC	0.05	0.03	
	N _{cor} =+36.23	M _{max} =-11.016	acc		SPC	1.53	0	

Tableau V.5 : ferrailage des poteaux

Section des poteaux (cm²)	A_{min} (cm²)	A_s adop (cm²)	Ferrailage	Vérification
40x40	12.8	12.06+3.04=15.1	6Ø16+2Ø14	vérifiée
35x35	9.8	6.15+4.52=10.67	4Ø14+4Ø12	vérifiée
30x30	7.2	9.05	8Ø12	vérifiée

5. Vérifications à l'ELU :

❖ Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1.3/BAEL91modifiée 99) :

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_1 = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.3\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

ϕ_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

b. Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

En zone nodal :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S'_t \leq (15\phi_1^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les HA12 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

d. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adherence.}$$

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43 \text{ cm}$$

On prend : **$L_s = 60 \text{ cm}$**

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : **$L_s = 50 \text{ cm}$**

Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33 \text{ cm}$$

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

e. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

❖ **Poteaux 40x40 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 271}{40} = 4.74 \quad 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,44\% \times S_t \times b = 0,0044 \times 10 \times 40 = 1.76 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

En zone courante (St = 15cm)

$$A_{tmin} = 0,44\% \times S_t \times b = 0,0044 \times 15 \times 40 = 2.64 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

On adoptera **4HA10= 3.14 cm² ≥ A_t min**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10∅_t=100mm=10cm

❖ **Poteaux 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 271}{35} = 5.42 > 5 \quad \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

❖ **Poteaux 30x30 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 220}{30} = 5.13 > 5 \quad \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

On adoptera **4HA8= 2.01 cm² ≥ A_t min**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10∅_t=80mm=8cm.

f. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

b₁, h₁: les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau

h : hauteur de la poutre

On aura : h=45cm

$$L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$h = \max \{ 45, 16, 40, 40, 60 \text{ cm} \}$$

Donc : h=60cm.

g. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $\rho_b \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant

Niveau	V_u (KN)	b(cm)	h(cm)	λ_g	ρ_b	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
S-sol 1.2 étage	37.76	40	40	4.74	0.04	0.255	1	
RDC	37.76	40	40	5.63	0.075	0.255	1.875	
3 au 7 ^{eme} étage	28.91	35	35	5.42	0.075	0.258	1.875	$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$
comble	7.11	30	30	5.13	0.075	0.087	1.875	

6. Vérification à L'ELS :

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91 Modifiée 99) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Tableau V.7 : vérification non fragilité dans le sens (x-x) avec M2

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_s (cm ²)	A (cm ²)	vérification
S-sol	$N_{max}=838.4$	$M_{cor}=0.36$	0.00006		4.39		
RDC	$N_{min}=-114.14$	$M_{cor}=-0.039$	0.00034	40x40	4.40		
1.2 étage	$N_{cor}=372.04$	$M_{max}=11.73$	-0.0188		4.41	15.10	
3 au 7 ^{eme}	$N_{max}=444.01$	$M_{cor}=0.188$	-0.0057		3.32		
étage	$N_{min}=10.93$	$M_{cor}=-0.102$	-0.0093	35x35	3.32		
	$N_{cor}=61.67$	$M_{max}=15.123$	0.18706		3.33	10.67	
	$N_{max}=34.97$	$M_{cor}=0.063$	-0.0018		2.40		Vérifier

Comble	$N_{\min}=2.54$	$M_{\text{cor}}=2.118$	-0.8338	30x30	2.38	
	$N_{\text{cor}}=12.4$	$M_{\max}=8.878$	-0.7159		2.41	8.41

Tableau V.8 : vérification non fragilité dans le sens (y-y) avec M3

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_s (cm ²)	A (cm ²)	vérificati on
S-sol	$N_{\max}=838.43$	$M_{\text{cor}}=0.055$	0.00010		4.39		
RDC	$N_{\min}=-114.14$	$M_{\text{cor}}=2.295$	-0.0201	40x40	4.40		
1.2étage	$N_{\text{cor}}=551.71$	$M_{\max}=20.81$	-0.0197		4.41	15.10	
3au 7^{eme}	$N_{\max}=444.01$	$M_{\text{cor}}=-0.387$	0.00281		3.32		
étage	$N_{\min}=10.93$	$M_{\text{cor}}=6.679$	0.61107	35x35	3.32		
	$N_{\text{cor}}=44.56$	$M_{\max}=18.55$	-0.2459		3.33	10.67	
	$N_{\max}=34.97$	$M_{\text{cor}}=1.16$	-0.0331		2.40		Vérifier
Comble	$N_{\min}=2.54$	$M_{\text{cor}}=-0.067$	0.02637	30x30	2.38		
	$N_{\text{cor}}=3.49$	$M_{\max}=4.823$	1.38452		2.44	8.41	

b. Vérification des contraintes à L'ELS :

Les section adoptées seront vérifiées a l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contrainte admissible.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348MPa$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

• **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section partiellemnet comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \quad l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

y_1 : la distance entre axe neutre a l'ELS est la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c'^2)}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; u = \sqrt[3]{t} \quad ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ l'équation admet trois racines:

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{a}{3}\right) \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positif ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$
donc $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

• **Section entièrement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section entièrement comprimée

La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

N_s : effort de compression a l'ELS

M_s : moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

A laide de logiciel SOCOTEC la vérification a l'ELS nous donne les résultats présentes dans le tableau suivant :

Tableau V.9: vérification ELS dans le sens x-x

Section	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (m)	h/6	obs	béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
	838.4	0.36	0.0006	0.066	SEC	4.06	4.10	15	ok	61.5	61.5	348	Ok
40x40	114.14	0.039	0.0003	0.066	SEC	0.57	0.57	15	ok	8.54	8.60	348	Ok
	372.04	11.73	-0.018	0.066	SEC	1.81	1.81	15	ok	27.1	27.2	348	Ok
	444.01	0.188	-0.006	0.058	SEC	2.87	2.89	15	ok	43.3	43.3	348	Ok
35x35	10.93	-0.102	-0.009	0.058	SEC	0.06	0.08	15	ok	0.95	1.18	348	Ok
	61.67	15.123	0.1870	0.058	SPC	2.04	0	15	ok	25.4	-25	348	Ok
	34.97	0.063	-0.002	0.050	SEC	0	0	15	ok	-20	-21	348	Ok
30x30	2.54	2.118	-0.833	0.050	SPC	0.36	0	15	ok	3.5	-12	348	Ok
	12.4	8.878	-0.715	0.050	SPC	1.5	0	15	ok	14.3	-51.1	348	Ok

Section	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (m)	h/6	obs	béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_s$	Obs

									s				s
	838.43	0.055	0.0001	0.066	SEC	4.01	4.01	15	ok	61.3	61.3	348	Ok
40x40	114.14	2.295	-0.020	0.066	SEC	0	0	15	ok	-38	-48.3	348	Ok
	551.71	20.81	-0.019	0.066	SEC	3.9	1.48	15	ok	57.7	24.9	348	Ok
	444.01	0.387	0.0028	0.058	SEC	2.91	2.87	15	ok	43.5	43.2	348	Ok
35x35	10.93	6.679	0.6110	0.058	SPC	0.82	0	15	ok	9.59	-17.4	348	Ok
	44.56	18.55	-0.245	0.058	SPC	2.36	0	15	ok	28.1	-42.6	348	Ok
	34.97	1.16	-0.033	0.050	SEC	0	0	15	ok	-15	-26.5	348	Ok
30x30	2.54	0.067	0.0263	0.050	SEC	0	0	15	ok	1.84	1.18	348	Ok
	3.49	4.823	1.3845	0.050	SPC	0.91	0	15	ok	9.63	-22	348	Ok

Tableau V.10 : vérification ELS dans le sens y-y

Le ferrailage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Ferrailage des poteaux.

Niveaux	section	Armature longitudinale
S-sol RDC-1.2ème étage	40x40	6Ø16+2Ø14
3 -7 ème étages	35x35	4Ø14+4Ø12
Comble	30x30	8Ø12

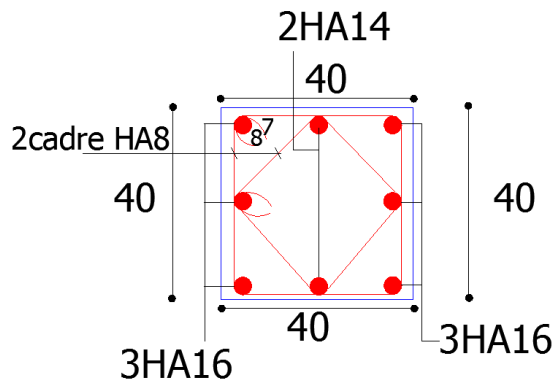


Schéma de ferrailage des POT(40X40)

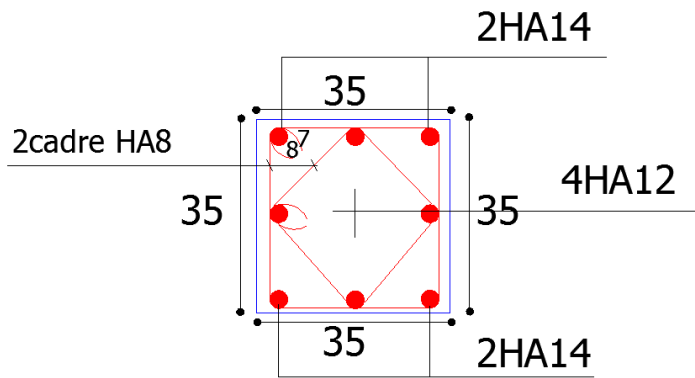


Schéma de ferrailage des POT(35X35)

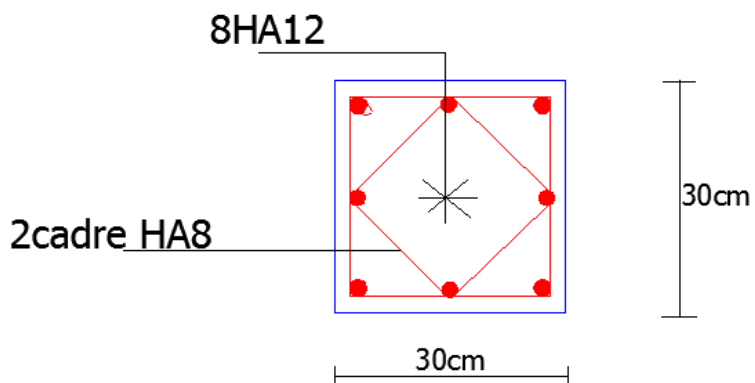


Schéma de ferrailage des POT(30X30)

V.B - Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- Accidentelles (G+Q+E et 0.8G+E) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications à l'ELU et à l'ELS

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q
- ELS : G + Q

V.B.1 Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1)

✿ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{cm}^2$

Poutre de chaînage : $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3.00 \text{cm}^2$

Poutre fermes et pannes : $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3.00 \text{cm}^2$

Poutre palière : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{cm}^2$

✿ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% en zone de recouvrement.

♣ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{cm}^2$.

Poutres de chaînage : $A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{cm}^2$.

Poutre fermes et pannes : $A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{cm}^2$.

Poutres palière : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{cm}^2$

♣ En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{cm}^2$.

Poutres de chaînage : $A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{cm}^2$.

Poutre fermes et pannes : $A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{cm}^2$.

Poutres palière : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{cm}^2$

☀ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone II_a).

☀ L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

☀ La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

☀ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varnothing\right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

- \varnothing : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

■ Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- $\frac{1}{4}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

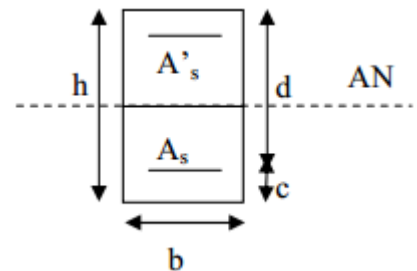
V.B.2 Ferrailage des poutres a l'ELU :

■ Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

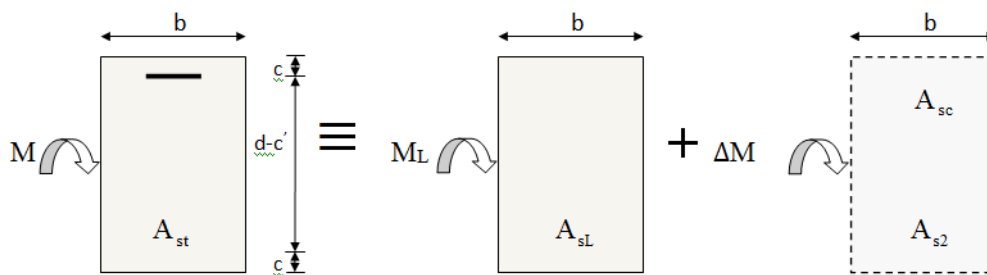
➤ **1er cas :** si $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Disposition des armatures SDA

■ **Calcul des armatures longitudinales et les appuis :**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

1. Etude des poutres principales:

- Ferraillage des poutres principales non adhéres aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	43.62	0.119	S.S.A	4.18	4.37	4.62	3HA14
Appuis	74.99	0.206	S.S.A	7.62	4.37	8.01	3HA14fil+3HA12chap

Ferraillage des poutres principales (25X35) loin des voiles

- Ferraillage des poutres principales adhéres aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	60.41	0.166	S.S.A	5.96	4.37	6.88	3HA14fil+2HA12chap
Appuis	93.86	0.258	S.S.A	8.97	4.37	9.23	3HA14fil+3HA14chap

Ferraillage des poutres principales (25X35) adhérent aux voiles

2. Etude des poutres secondaires:

- Ferraillage des poutres secondaires non adhéres aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	46.584	0.128	S.S.A	4.49	4.37	8.01	3HA14+3HA12
Travée	18.365	0.051	S.S.A	1.69	4.37	4.62	3HA14

Ferraillage des poutres secondaires (25X 35) loin des voiles

- Ferraillage des poutres secondaires adhéres aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	84.215	0.231	S.S.A	8.72	4.37	9.23	3HA14fil+3HA14chap
Travée	41.632	0.114	S.S.A	3.98	4.37	4.62	3HA14fil

Ferraillage des poutres secondaires (25X 35) adhérent aux voiles

- Ferraillage des poutres de chainage:

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	6.365	0.031	S.S.A	0.69	3.00	3.39	3HA12
Travée	2.456	0.012	S.S.A	0.27	3.00	3.39	3HA12

- Ferraillage des poutres palières:

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	28.365	0.120	S.S.A	3.22	3.75	4.62	3HA14
Travée	25.862	0.101	S.S.A	2.94	3.75	4.62	3HA14

- Ferraillage des poutre ferme:

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	10.590	0.051	S.S.A	1.12	3.00	3.39	3HA12
Travée	6.370	0.031	S.S.A	0.69	3.00	3.39	3HA12

V.B.3 Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) *Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :*

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

- Pour les poutres transversales (25 × 35) : $A_{min} = 1.056 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres de chainage : (20 × 30): $A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$.
- poutre ferme : (20 × 30): $A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres palière (25 × 30) : $A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2$.

$A_{adop} > A_{min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états Ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ; prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

Avec : T_{\max} : effort tranchant max a l'ELU

Poutres principales (25x35) :

$$\tau_u = \frac{111.32 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.39 \text{ MPa}$$

Poutres secondaire (25x35) :

$$\tau_u = \frac{118.3 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.48 \text{ MPa}$$

Poutres chainage (20x30) :

$$\tau_u = \frac{13.15 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.24 \text{ MPa}$$

Poutres palière (25x30) :

$$\tau_u = \frac{57.63 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.85 \text{ MPa}$$

poutre fermes (20x30) :

$$\tau_u = \frac{35.62 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.66 \text{ MPa}$$

◆ Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 1.39 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = 1.48 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.
- Poutres chainage : $\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée
- Poutres palière : $\tau_u = 0.85 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée
- poutre fermes : $\tau_u = 0.66 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée

◆ ***Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):***

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 111.32 \text{ KN} < \bar{T}_u = 495.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 118.3 \text{ KN} < \bar{T}_u = 495.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres chaînage :

$$T_u = 13.5 \text{ KN} < \bar{T}_u = 324.4 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

- Poutres palière :

$$T_u = 57.63 \text{ KN} < \bar{T}_u = 405.5 \text{ N} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :
(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{Mu}{0.9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$- \text{ Poutres principales : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 111.32 - \frac{74.99}{0.9 \times 0.33} = -141.17 < 0$$

$$- \text{ Poutres secondaires : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 118.3 - \frac{46.58}{0.9 \times 0.33} = -38.53 < 0$$

$$- \text{ Poutres chaînage : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 13.5 - \frac{6.361}{0.9 \times 0.27} = -12.67 < 0$$

$$- \text{ Poutres palière : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 57.63 - \frac{28.361}{0.9 \times 0.27} = -59.07 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- c) ***Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :***
(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

- Poutres principales: $\tau_{se} = 2.76 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée
- Poutres secondaires : $\tau_{se} = 2.56 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.
- Poutres de chaînage : $\tau_{se} = 0.46 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.
- Poutres palière : $\tau_{se} = 1.69 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée

d) Ancrage des aciers :

- Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Calcul de la longueur de scellement des barres:

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

- Pour $\emptyset 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$.
- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$.

e) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{3.5}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 1.2\text{mm}, 25\text{mm})$$

Soit : $\phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

- Calcul des espacements :

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30\right\}$$

$$S_t = \min(8.75\text{cm}; 16.8\text{cm}; 30) = \mathbf{8.75\text{cm}}$$

Pour les poutres principales :	$S_t = 8\text{cm}$
Pour les poutres secondaires :	$S_t = 8\text{cm}$
Pour les poutres de chaînage, fermes et pannes :	$S_t = 8\text{cm}$
Pour les poutres ferme	$S_t = 8\text{cm}$
Pour les poutres palière :	$S_t = 8\text{cm}$

– Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm.}$$

Pour les poutres principales	$S_t = 15\text{cm}$
Pour les poutres secondaires	$S_t = 15\text{cm}$
Pour les poutres de chaînage:	$S_t = 15\text{cm}$
Pour les poutres ferme	$S_t = 15\text{cm}$
Pour les poutres palière	$S_t = 15\text{cm}$

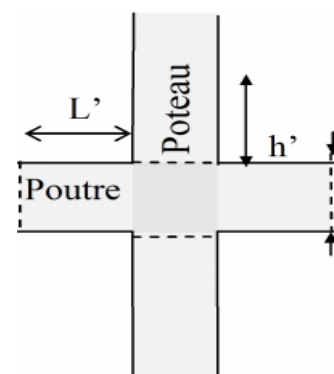
- Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{he}{6}; b1; h1; 60\right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.



b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
 h_e : hauteur entre nus des poutres.

Figure V-B-1 : Zone nodale

Les poutres :

- ✓ Poutres principales: $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.
- ✓ Poutres secondaires: $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:
La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.125\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.125\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

$$A_{\min} = 0.9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres de chaînage}$$

$$A_{\min} = 0.9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres fermes}$$

$$A_{\min} = 1.125\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres palière}$$

- Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.B.4 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\checkmark \sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

- Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	(MPa)	Observation
Travée	23.11	4.62	0.57	0.887	29.25	176.23	6.02	Observée
Appuis	15.82	8.01	1.00	0.874	24.68	70.61	2.86	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	5.45	6.88	1.01	0.874	24.68	33.56	1.35	Observée
Appuis	7.77	9.23	1.15	0.866	22.59	30.81	1.36	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appuis	33.50	8.01	1.00	0.874	24.68	149.53	6.05	Observée
Travée	15.24	4.62	0.57	0.887	29.25	116.83	3.99	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appuis	20.88	9.23	1.15	0.866	22.59	82.79	3.66	Observée
Travée	13.44	4.62	0.57	0.887	29.25	121.47	4.15	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres de chaînage à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	(MPa)	Observation
Travée	2.44	3.39	0.63	0.983	279.1	27.11	0.10	Observée
Appuis	7.76	3.39	0.63	0.994	314.8	85.27	0.27	Observée

- : Vérification du ferrailage des poutres de palière à l'ELS

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	(MPa)	Observation
Travée	14.93	4.62	0.68	0.936	63.22	127.87	2.02	Observée
Appuis	23.59	4.62	0.68	0.947	77.6	199.69	2.57	Observée

Vérification du ferrailage des poutres fermes à l'ELS

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	(MPa)	Observation
Travée	2.21	3.39	0.63	0.983	279.1	24.56	0.09	Observée
Appuis	6.96	3.39	0.63	0.994	314.8	77.35	0.24	Observée

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

◆ Vérification de la flèche : (*Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99*).

Sens de la poutre principale :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.4 est f=0.002cm

$$f = 0.002 \text{ cm} < \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sens de la poutre secondaire :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.4 est f=0.023cm

$$f = 0.023 \text{ cm} < \bar{f} = 0.7 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

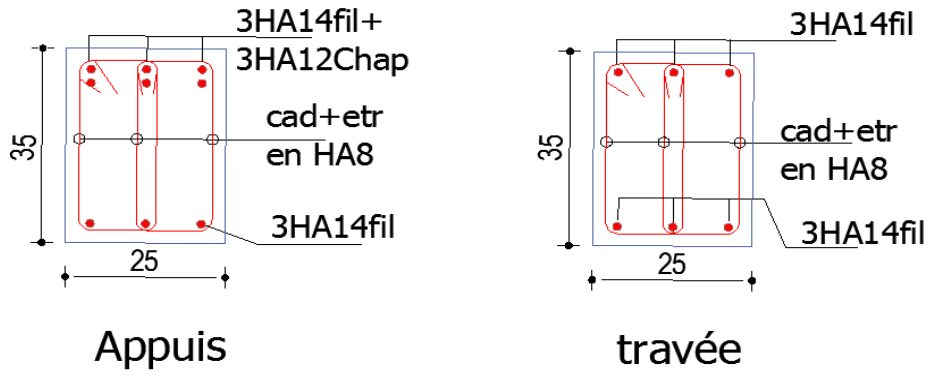


Figure V.1 :Schéma de ferrailage des poutres principales

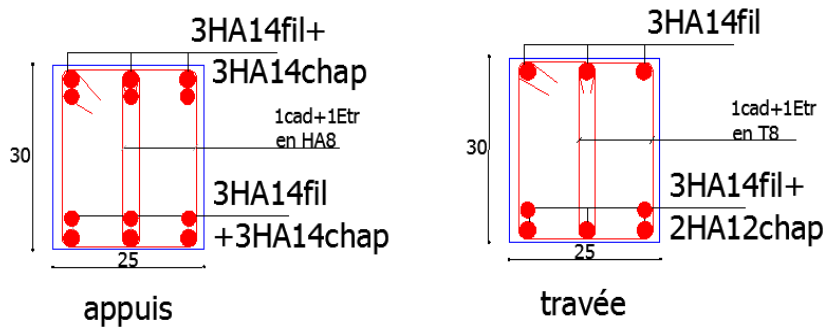


Figure V.2 : schéma de ferrailage des poutres principale adhérent au voiles

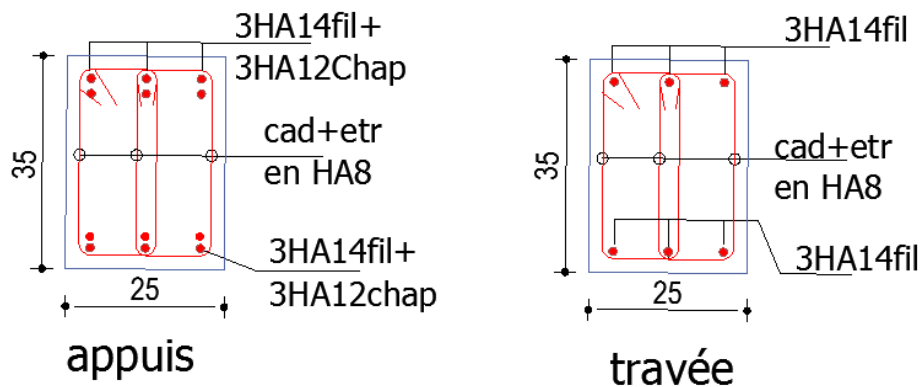


Figure V.3 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

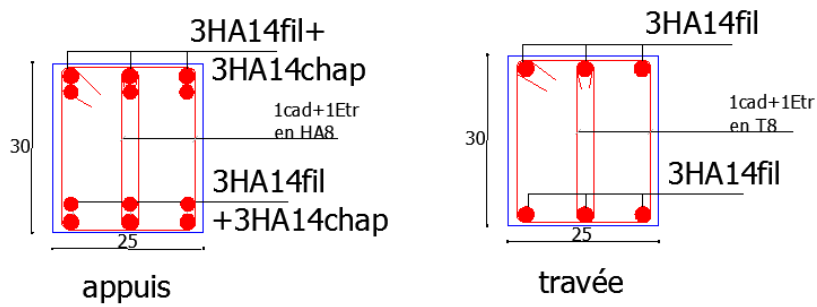


Figure V.4 : schéma de ferrailage des poutres secondaire adhérent au voiles

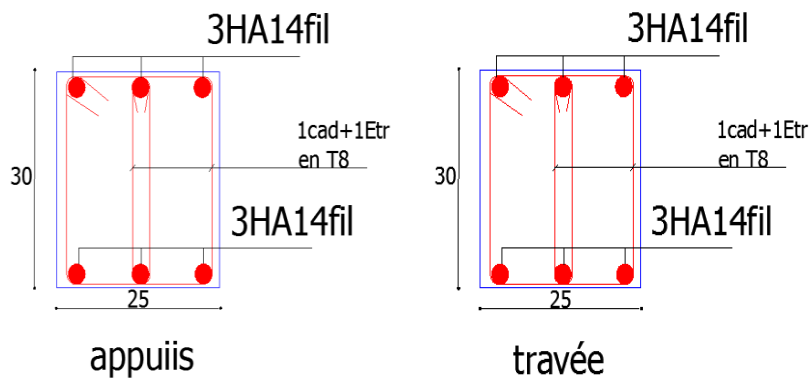


Figure V.5 : schéma de ferrailage de la poutre palière

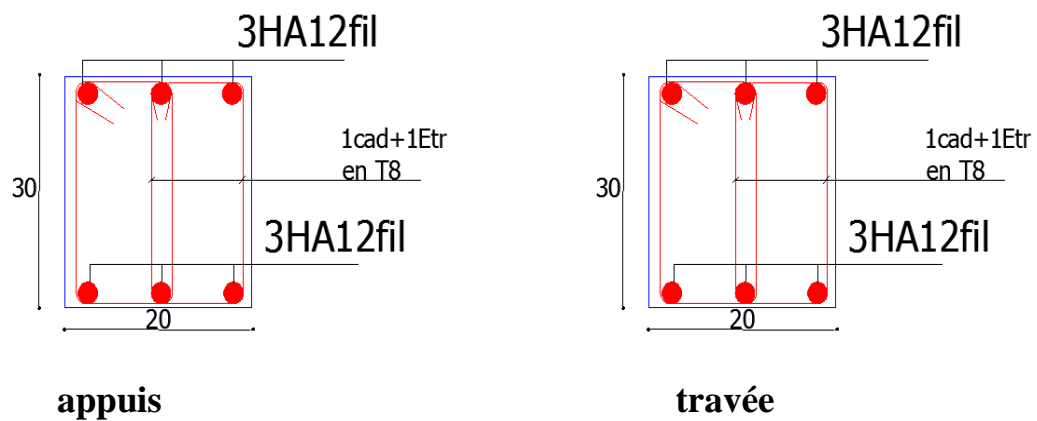


Figure V.6 : schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

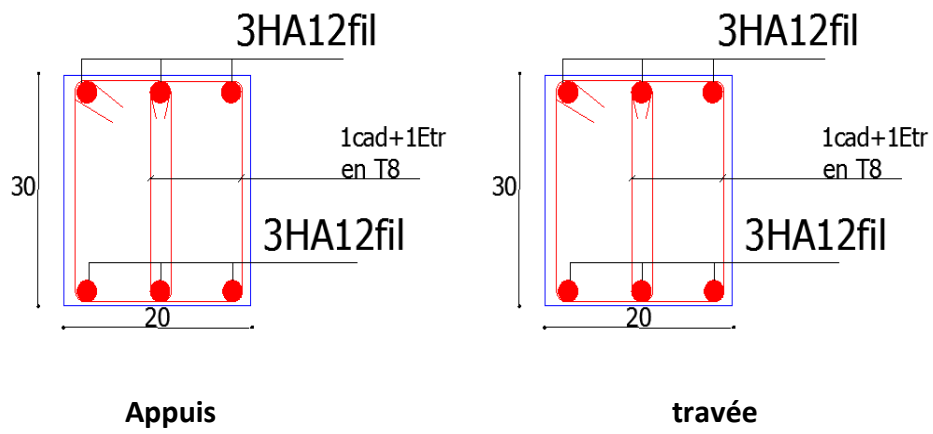


Figure V.7 : schéma de ferrailage de la poutre ferme

V.C) Ferrailage des voiles :

VI.3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- **Zone I** : S-SOL, RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage
- **Zone II** : Du 3^{ème} au 7^{ème} étage.

• VI.3.2) Combinaisons d'action :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

BAEL.91/modifié 99 :

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** : $G + Q$

RPA 99/modifié 2003 :

- $G+Q+E$
- $0.8G+E$

VI.3.3) Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

A) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'** : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \text{ (Art -7-7-4. RPA 99)}$$

Avec : **h_e** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée ($L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$)

L_t : longueur tendue = L - L_c

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

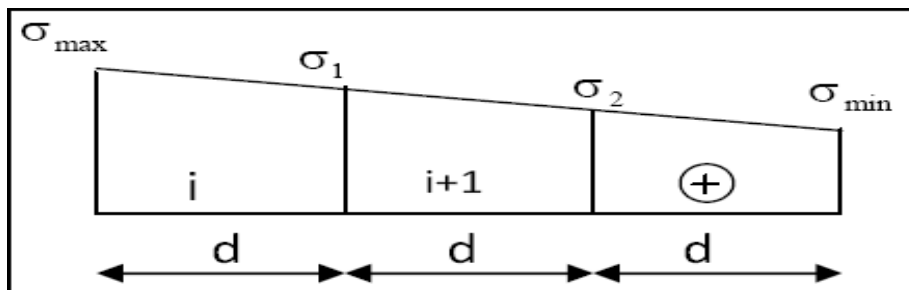


Figure VI-3-1 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$

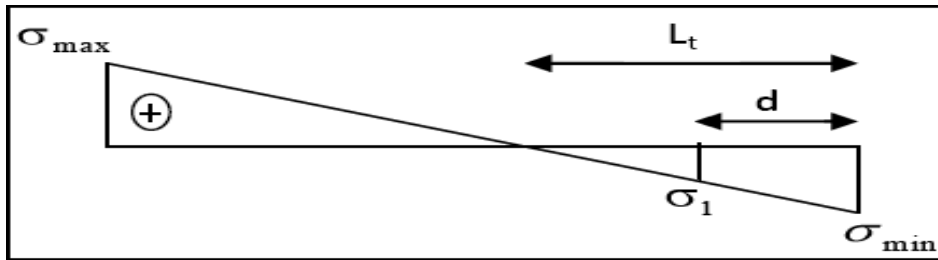


Figure VI-3-2 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

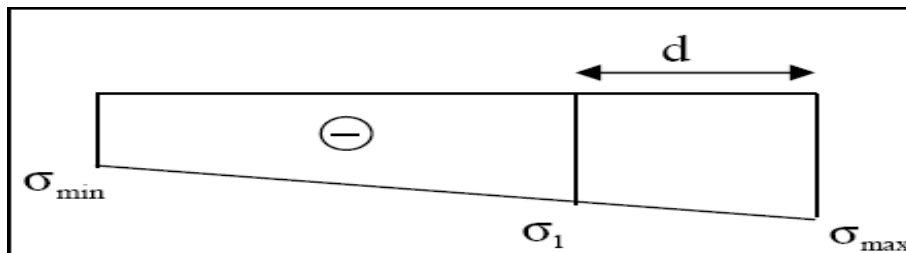


Figure VI-3-3 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

B) Calcul des armatures :

a) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec:

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Situations courantes : $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

Situations accidentelles : $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

- **Section partiellement comprimée pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

Situations courantes : $\sigma (10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Situations accidentelles : $\sigma (10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- **Section entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}} \quad ; \quad \sigma_{s2} : \text{Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰)}.$$

Situations courantes : $\sigma (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Situations accidentelles : $\sigma (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

b) Armatures minimales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

Avec : **B** : section du béton comprimée

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

Avec : **B** : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

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.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

- **Exigence du BAEL91modifiée99 :**

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec : **A_V** : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- **Exigence du RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : $A_h \geq 0,15\% B$

Zone courante : $A_h \geq 0,10\% B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Armatures de montages (transversales) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

e) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Dispositions constructives :

• **Espacement :**

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \{ 1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

e: épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

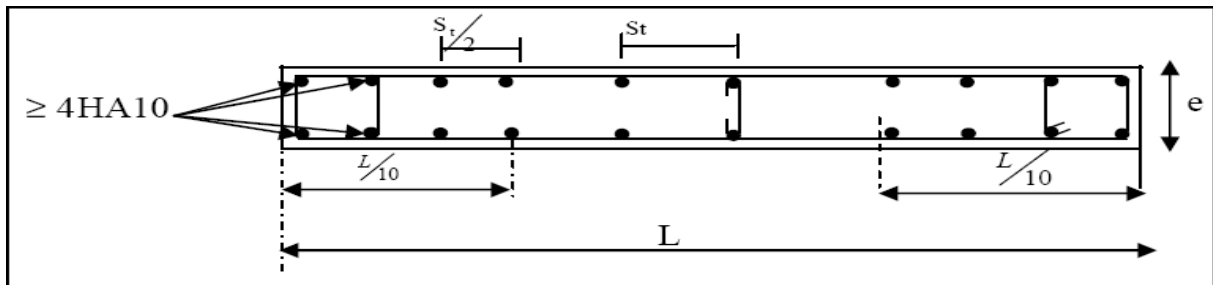


Figure VI-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

H) Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; V = 1.4 \times V_{U,CALCUL}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Et} \quad \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée99)

C) Exemple de calcul :

- Soit à calculer le ferrailage du voile VL2(VL3) de la Zone I :

$$L = 1.00 \text{ m.}$$

$$e = 0.20 \text{ m.}$$

$$B = 0.2 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = +1617.88 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -5725.59 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{SPC}$$

- **Calcul de la longueur comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \quad \Rightarrow \quad L_c = \frac{1617.88}{1617.88 + 5725.59} \times 1 = 0.22\text{m}$$

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

$L_c = 0.22 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

$$L_t = L - L_c = 1 - 0.22 = \mathbf{0.78\text{m}}$$

- **Détermination de la longueur de la bande (d) :**

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0,146\text{m}$$

Pour notre cas on prend $d = 0.146\text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{5725.59(0.78 - 0.146)}{0.78} = \mathbf{4653.87\text{KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5725.59 + 4653.87}{2} \times 0,146 \times 0,2 = \mathbf{151.54\text{KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{4653.87}{2} \times (0.78 - 0.146) \times 0,2 = \mathbf{96.62\text{KN}}$$

- **Calcul des armatures :**

Armatures verticales :

$$\mathbf{1^{er} bande : A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{151.54}{400 \times 10^{-1}} = 3.79\text{cm}^2}$$

$$\mathbf{2^{eme} bande : A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{96.62}{400 \times 10^{-1}} = 2.41\text{cm}^2}$$

Armature de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times V_u \times 10}{400} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 357.73 \times 10}{400} = 13.77 \text{ cm}^2$$

a. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{14,6 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 14,6 \times 20\right)$$

$$A_{\min} = \max(1,53; 0,58) = \mathbf{1,53 \text{ cm}^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + A_{Vcorr} = 3,79 + 4,59 = \mathbf{8,38 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$
- $A_2 = A_{V2} + A_{Vcorr} = 2,41 + 4,59 = \mathbf{7,00 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1=8,38\text{cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14=9,24\text{cm}^2$	$S_t=10\text{cm}$
2^{ème} bande	$A_2=7,00\text{cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14=9,24\text{cm}^2$	$S_t=10\text{cm}$

Tableau VI.25 : Ferraillage adopté.

Armatures horizontales :

D'après le **BAEL 91 :**

$$A_H = \frac{A_{V\text{adopte}}}{4} \quad ; \quad A_H = \frac{9,24}{4} = 2,31\text{cm}^2$$

- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 = \mathbf{3\text{cm}^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{3,01\text{cm}^2}$

Soit : $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ par nappe ; avec } S_H = \mathbf{25 \text{ cm.}}$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$S_t = 10\text{cm}$ et 10cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 25\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{354.11 \times 10^3}{0,2 \times 10^6 + 15 \times 9.24 \times 10^2} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1.4V_U$$

$$\tau_b = \frac{1.4V_U}{b_0 \times 0.9h} = \frac{1.4 \times 357.73 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 2.78 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_b < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{357.73 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = \mathbf{1.98 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{3.26 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00		
	e (m)	0,2	0,2		
	B (m ²)	0,20	0,20		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1617.88	1220.11		
	σ_{min} [KN/m ²]	-5725.59	-4806.61		
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)	357.57	223.00		
	L _t (m)	0.78	0.80		
	L _c (m)	0,22	0,20		
	d (m)	0,146	0,135		
	σ_1 [KN/m ²]	4653.59	3965.45		
	N (kN)	N ₁	151.54	118.42	
		N ₂	96.62	81.72	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.79	2.96	
		A _{v2}	2.41	2.04	
	A _{vj} (cm ²)		13.77	8.59	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vcorr}	8.38	5.79	
		A2=A _{v2} +A _{vcorr}	7.00	4.87	
	A _{min} (cm ²)		1.53	1.40	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	9.24	6.78	
Bonde 2		9.24	6.78		
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 x 3HA14	2 x 3HA12	
		Bonde 2	2 x 3HA14	2 x 3HA12	
	S _t (cm)	Bonde 1	10 cm	10cm	
		Bonde 2	15 cm	15cm	
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.00	3.00	
	A _H /nappe (cm ²)		2.31	1.69	
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA10/nappe	
		(A=4.52cm ²)	(A=3.14cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal				
	contrainte	τ_u (MPa)	3.26(MPa)	2.78	1.23
		τ_b (MPa)	5(MPa)	1.98	1,73
	ELS	N _s (kN)		354.11	223.00
σ_b (MPa)		15(MPa)	1.65	1.04	

Tableau VI-3-1 : Calcul des voiles (VL₂;VL₃)

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.10	2.10		
	e (m)	0,2	0,2		
	B (m)	0,42	0,42		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	14101.6	4607.13		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-10227.6	-1523.61		
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)	339.13	207.83		
	L _t (m)	0,88	0,52		
	L _c (m)	1.22	1.58		
	d (m)	0,81	1.05		
	σ_1 [KN/m ²]	5113.80	761.805		
	N (kN)	N ₁	677.17	59.64	
		N ₂	225.73	19.88	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.93	1.49	
		A _{v2}	5.64	0.50	
	A _{vj} (cm ²)		13.06	8.00	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vcorr}	21.28	4.15	
		A2=A _{v2} +A _{vcorr}	9.98	3.16	
	A _{min} (cm ²)		8.50	5.23	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21.54	15.84	
Bonde 2		11.3	7.86		
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 7HA14	2 x 7HA12	
		Bonde 2	2 x 5HA12	2 x 5HA10	
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	
		Bonde 2	13cm	13cm	
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,32	0.78	
	A _H /nappe (cm ²)		5.38	1.96	
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	4HA10/nappe	
		(A=5.65cm ²)	(A=3,14cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal				
	contrainte	τ_u (MPa)	3.26(MPa)	1,88	1.15
		τ_b (MPa)	5(MPa)	2.63	1,61
	ELS	N _s (kN)		617.38	379.48
σ_b (MPa)		15(MPa)	2.68	1.79	

Tableau VI-3-2 : Calcul des voiles (VL₁;VL₄)

Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.80	2.80		
	e (m)	0.2	0.2		
	B (m)	0.56	0.56		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	10451.11	3815.90		
	σ_{min} [KN/m ²]	-7095.16	-1783.04		
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)	305.2	183.65		
	L _t (m)	1,13	0.89		
	L _c (m)	1.67	1.91		
	d (m)	1.11	1.27		
	σ_1 [KN/m ²]	3547.580	891.520		
	N (kN)	N ₁	602.500	119.24	
		N ₂	200.834	39.748	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15.06	2.98	
		A _{v2}	5,02	0.99	
	A _{vj} (cm ²)		11.75	7.07	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vcorr}	18.97	5.32	
		A2=A _{v2} +A _{vcorr}	8.93	3.33	
	A _{min} (cm ²)		11.12	6.56	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	18.10	12.56	
Bonde 2		11.30	7.86		
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 x 8HA12	2 x 8HA10	
		Bonde 2	2 x 5HA12	2 x 5HA10	
	S _t (cm)	Bonde 1	11cm	11cm	
		Bonde 2	17cm	17cm	
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.68	1.34	
	A _H /nappe (cm ²)		4.52	1.96	
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA10/nappe	
		(A=4.52cm ²)	(A=3.14cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal				
	contrainte	τ_u (MPa)	3.26(MPa)	1,70	1,02
		τ_b (MPa)	5(MPa)	2.37	1,43
	ELS	N _s (kN)		741.26	457.10
σ_b (MPa)		15(MPa)	3.26	2.16	

Tableau VI-3-3 : Calcul des voiles (VT_{1,2,3,4})

VI : INTRODUCTION :

Le mur plaque est un voile destiné à reprendre les poussées de terres, due au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai.

I. Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour un épaisseur de 20cm.

II. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

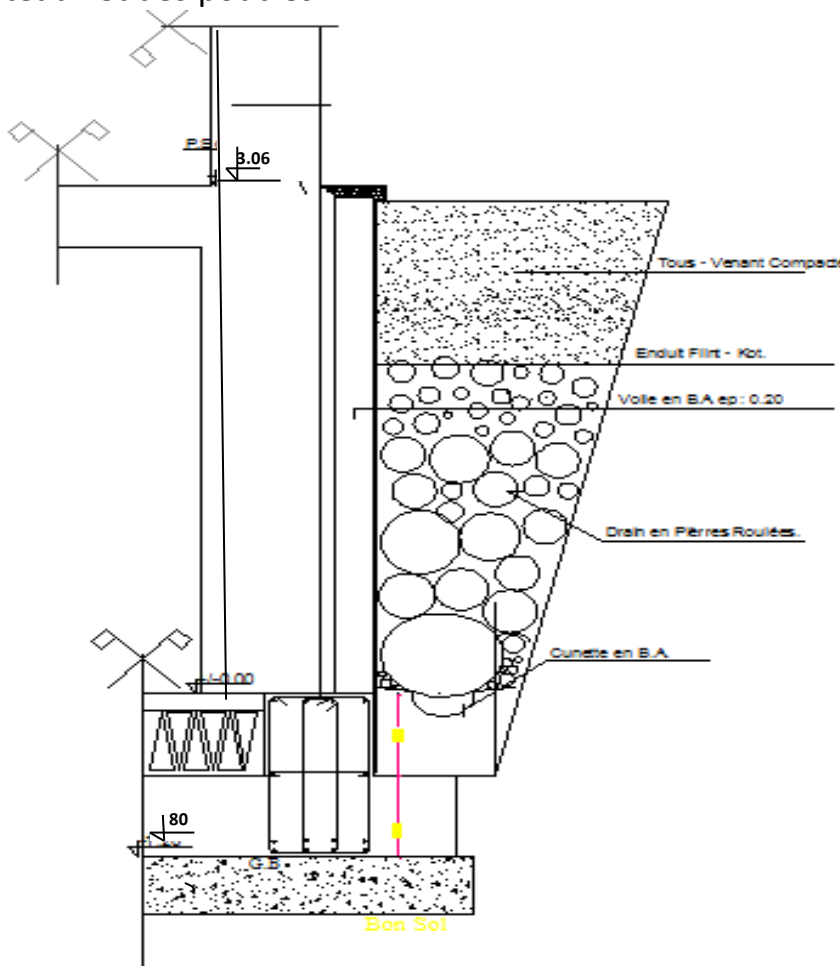


Figure VI.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation)

A. Détermination des sollicitations :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10\text{kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 1.5\text{bars}$ (Estimé par le RPA)

B. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable

$$\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

Calcul à l'ELU:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5\text{kN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 44.67\text{kN/ m}^2$$

Calcul à l'ELS:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (10) = 5\text{kN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (18 \times 3.06 + 10) = 32.54\text{kN/ m}^2$$

C. Diagrammes des contraintes :

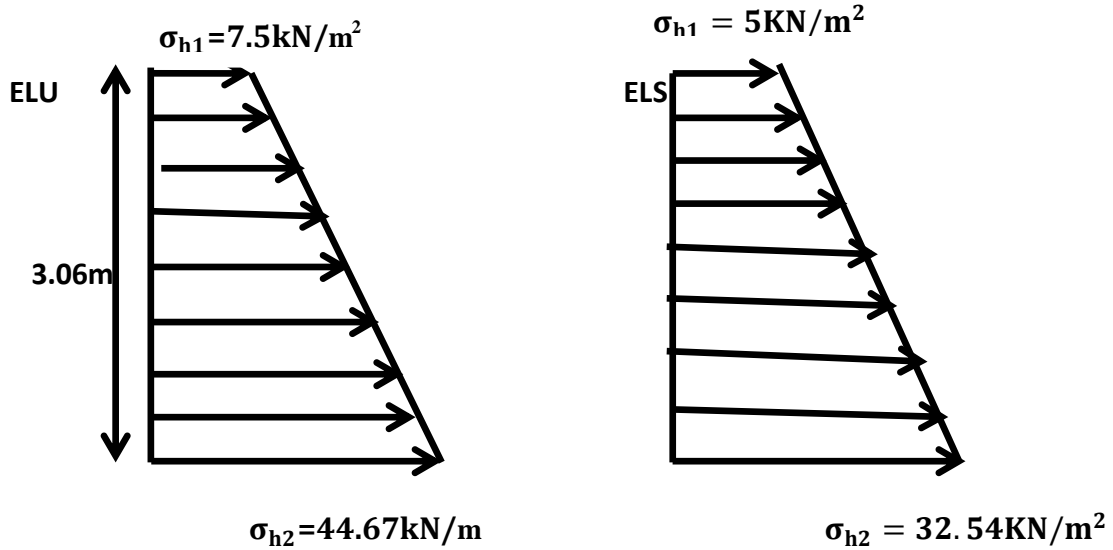


Figure VI.2 : Diagrammes des contraintes

D. Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU} : q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 44.67 + 7.5}{4} = 35.35 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 32.54 + 5}{4} = 25.65 \text{ kN/ml}$$

III. Ferrailage du mur plaque :

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre : (b=1 m = 100 cm)

● Identification des panneaux

$$L_x = 3.06 \text{ m}$$

$$L_y = 23.90 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{23.90} = 0,13 < 0,4$$

⇒ Le panneau travaille dans un seul sens

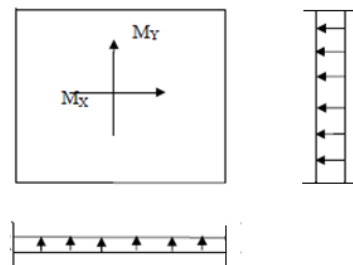


Figure VI.3 : Schéma du panneau

❖ **Calcul des moments :**

ELU :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35.35 \times 3.06^2}{8} = 41.42 \text{ Kn.m}$$

❖ **Correction des moments :**

ELU :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 41.42 = 20.71 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,80M_{0x} = 0,85 \times 41.42 = 33.14 \text{ kn.m}$

ELS :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.65 \times 3.06^2}{8} = 30.03 \text{ Kn.m}$$

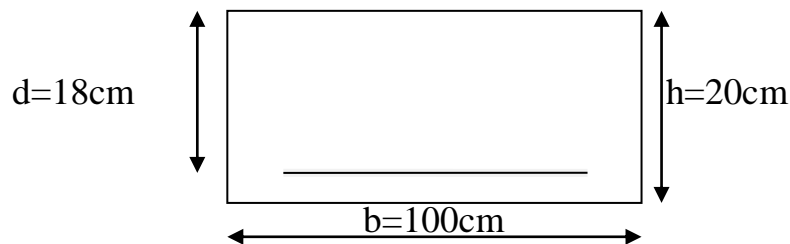
Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 30.03 = 15.01 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,80M_{0x} = 0,85 \times 30.03 = 24.02 \text{ kn.m}$

➤ **ferraillage a l'ELU :**

1) Les armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

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

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Zone	M_u (kN.m)	μ_u	Section	β	A_{\min}	A	$A_{\text{adoptée}}$	Ferraillage
Appuis	20.71	0.045	SSA	0.976	2.17	3.38	5.65	5HA12

Travée 33.14 0.072 SSA 0.963 2.17 5.49 5.65 5HA12

2.les armatures transversales :

- **Travée :**

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2 \text{ soit : } 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **appuis :**

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2 \text{ soit : } 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

VII.5.Vérification à l'ELU :

1. **Espacement des armatures :** L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
Armatures principales $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

Dans le sens yy $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

2. **Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL 91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17\text{cm}^2$$

Dans le sens xx = 5HA12 = $5,65\text{cm}^2 > 2,17\text{cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

Dans le sens yy = 5HA12 = $5,65\text{cm}^2 > 2,17\text{cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

3. **Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL 91modifiées 99 Art A.6.1.23)**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\sigma_s}{4\tau_u} \text{ et } \tau_u = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42,32\text{cm}$ on prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour $\emptyset 10$: $L_s = 35,27\text{cm}$ on prend $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4 l_s » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.21.

Pour $\emptyset 12$: $L_s = 16,93\text{cm}$ on prend $L_s = 18 \text{ cm}$

Pour $\emptyset 10$: $L_s = 14,10\text{cm}$ on prend $L_s = 16 \text{ cm}$

VII.6. Vérification à l'ELS :

1. **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99)**

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2f_e}{3}; \max \left(0,5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right]$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui dépend du type d'acier $\eta = 1,6$ pour des HA > 6mm, $\eta = 1$ pour des ronds lisses et $\eta = 1,3$ pour des HA < 6mm.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; \max(0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right]$$

$$\bar{\sigma} = \min[266,66; \max(200; 201,63)] = 201,63 \text{ MPa.}$$

2. Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2 /BAEL 91modifiées 99)

✓ Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Appuis :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15,01 \times 10^6}{0,910 \times 180 \times 565} = 162,18 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{162,18}{40,56} = 3,99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Travées :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{24.02 \times 10^6}{0,910 \times 180 \times 565} = 259.054 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{259.54}{40,56} = 6.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

3. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec : h : hauteur totale (20cm)

l : Portée entre nus d'appuis

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment isostatique max de la travée

A_s : Section des armatures

b : Largeur de la section

d : Hauteur utile de la section droite

$$M_t = 24.02 \text{ kn.m}$$

$$q_s = 25.65 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{25.65 \times 3.06^2}{8} = 30.02 \text{ kn.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{24.02}{20 \times 30.02} = 0,04 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Recommandations du RPA : Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingle /m² de HA 8.

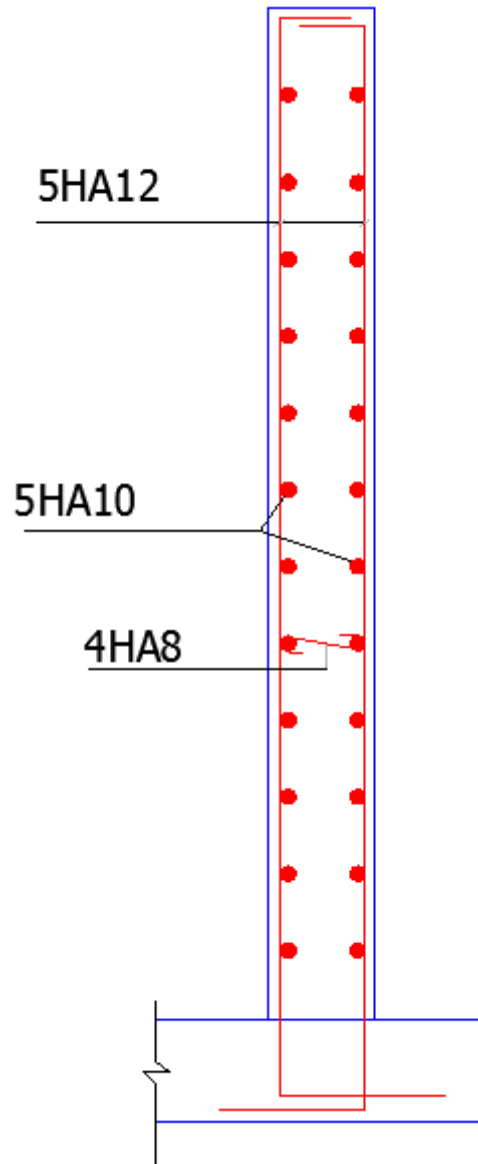


Figure VI.4 : schéma de ferrailage du mur plaque

INTRODUCTION :

Une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.1 Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.1 Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

et dans notre cas, on a pas le rapport du sol ,donc d'après le RPA la contrainte du sol est estimé a 1.5 bars

VII.2 Dimensionnement :

A- Semelles isolées sous poteaux :

Vu que notre structure comporte des voiles, alors la vérification de la semelle isolée n'est pas nécessaire, on passe directement à la vérification de la semelle filante.

B. Etude de semelle filante :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voile	N_s [KN]	L[m]	B [m]	$L*B$ [m ²]
VL1	1267.51	2.10	4.02	8.44
VL2	762.69	1.00	5.08	5.08
VL3	762.69	1.00	5.08	5.08
VL4	1267.51	2.10	4.02	8.44
Somme				27.04

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	N_s [KN]	L[m]	B [m]	$L*B$ [m ²]
VT1	1289.84	2.80	3.07	8.59
VT2	1289.84	2.80	3.07	8.59
VT3	1289.84	2.80	3.07	8.59
VT4	1289.84	2.80	3.07	8.59
Somme				34.38

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 27.04 + 34.38 \rightarrow S_v = 61.42 \text{m}^2$$

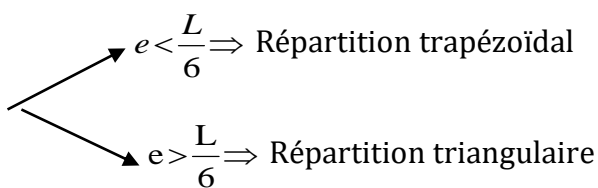
C. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant 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 : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) & \text{Et} & q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \end{cases}$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3: Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N_s	e_i	$N_s e_i$	M_s
1	738.18	-7.20	-5314.89	-0.54
2	820.21	-4.00	-3280.84	-0.24
3	708.75	-0.20	-141.75	1.23
4	838.43	4.00	3353.72	0.055

5	742.15	7.20	5343.48	0.54
Σ	3847.72		-40.28	1.045

Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{-40.28 \times 1.045}{3847.72} = -0.011$

$e = -0.011m < \frac{L}{6} = 2.27m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{3847.72}{14} \left(1 + 6 \times \frac{(-0.011)}{14} \right) = 273.54 \text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L} \right) = \frac{3847.72}{14} \left(1 - 6 \times \frac{(-0.011)}{14} \right) = 276.13 \text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + 3 \frac{e}{L} \right) = \frac{3847.72}{14} \left(1 + 3 \times \frac{(-0.011)}{14} \right) = 274.19 \text{KN/ml}$$

• **Calcul de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{274.19}{150} = 1.83m$$

On prend : $B=2.00m$.

On a donc : $S = 2.00 \times 14 = 28m^2$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 28 \times 8 = 224m^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 224 + 61.42 = 285.42m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 327.6m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{285.42}{327.6} = 0.87$$

La surface totale des semelles représente 87% de la surface de bâtiment.

- **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier partiel comme fondation de notre bâtiment.

VI.1. Etude du radier :

Le radier est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité 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.

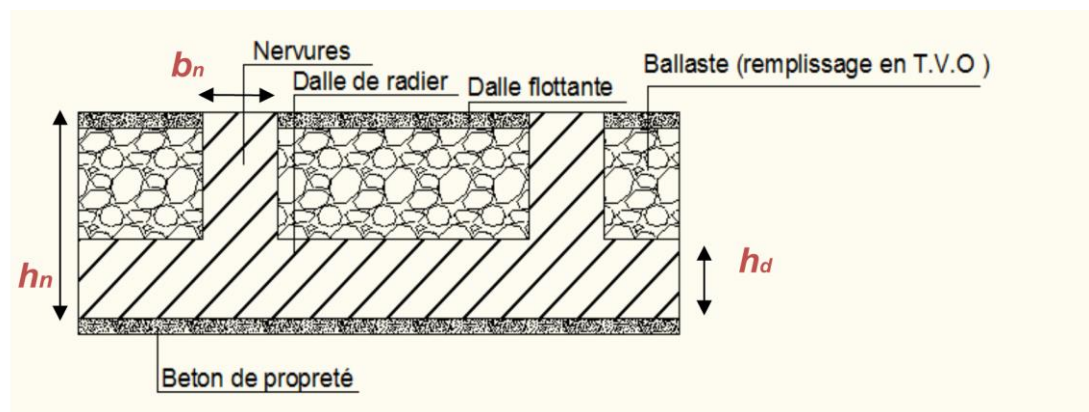


Figure VII.1 : Coupe verticale d'un radier

A) Pré dimensionnement du Radier :

❖ Sous voile :

1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

2) Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles ou deux poteaux successifs

$$(L_{\max} = 3.60 \text{ cm})$$

$$\frac{L_{\max}}{8} = \frac{360}{8} = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{5} = \frac{360}{5} = 72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 72 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_y = 60 \text{ cm}$

❖ Sous poteaux :

1) Epaisseur du tablier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{360}{20} = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h_d = 30 \text{ cm}$$

2) La nervure :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = 36 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h_n = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow \text{Nous prenons : } b_n = 25 \text{ cm}$$

3) La condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

- Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
- Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ; K = 40MPa pour un sol moyen.

I : l'Inertie de section du radier (Bande de 1m) .

E : module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700^2 \sqrt{fc28} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

L_{\max} = Distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{\max} = 3.60\text{m}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.6}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.67\text{m} \Rightarrow \text{Nous prenons } h = 0.8\text{m}$$

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 0,4 \times 0.8 \leq b_n \leq 0,7 \times 0.8$$

$$\Rightarrow 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.56\text{m}$$

Soit : $b_n = 50\text{cm}$.

Conclusion :

$h_n = 80\text{cm}$ hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

☐ Détermination de la surface du radier :

- **Poids de la structure :**

Charges permanentes $G = 28545.10 \text{ kN}$

Charges d'exploitation $Q = 4711.74 \text{ KN}$

- **Combinaisons d'actions :**

à l'ELU : $N_u = 1.35 G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 \times 28545.1 + 1.5 \times 4711.74 = 45603.49 \text{ kN}$$

à l'ELS : $N_s = G + Q$

$$N_s = 28545.10 + 4711.74 = 33256.84 \text{ kN}$$

$$\text{à l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{45603.49}{1.33 \times 150} = 228.02 \text{ m}^2.$$

$$\text{à l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{33256.84}{150} = 221.71 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow S_{\text{bat}} = 327.6 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{elu}}, S_{\text{els}}) = 228.02 \text{ m}^2$$

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

⇒ Nous ajoutons au radier un débord de 40cm dans les trois sens.

Donc on aura une surface totale de radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 327.6 + 29.90 = 357.5 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations à la base du radier :

1) Charges permanentes :

Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du TVO} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

- Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 357.5 \times 0.3 \times 25 = 2681.25 \text{ kN}$$

- Poids des nervures :

$$\begin{aligned} P_2 &= b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ &= 0.50 \times (0.8 - 0.3) \times (14 \times 8 + 23.4 \times 5) \times 25 = 1431.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Poids du TVO :

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 14 \times 8) + (0.5 \times 23.4 \times 5) = 114.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (357.5 - 114.5) \times (0.8 - 0.3) \times 17 = 2065.5 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ kN/m}^3$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$= (357.5 - 114.5) \times 0.1 \times 25 = 652.5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rad tot}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$= 2681.25 + 1431.25 + 2065.5 + 652.5 = 6830.5 \text{ kN}$$

2) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 4711.74 \text{ kN}$
- Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 357.5 \times 3.5 = 1251.25 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 6830.5 + 28545.00 = 35375.5 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 4711.74 + 1251.25 = 5962.99 \text{ kN}$$

4) Combinaisons d'action :

à l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

$$= 1.35 \times 35375.5 + 1.5 \times 5962.99 = 56701.27 \text{ kN}$$

à l'ELS : $N_s = G + Q$

$$= 35375.5 + 5962.99 = 41338.49 \text{ kN}$$

▣ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.7 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7 \text{ m}$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'Inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{23.4 \times 14^3}{12} = 5350.8 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hx b^3}{12} = \frac{14 \times 23.4^3}{12} = 14948.39 \text{ m}^4$$

B) Vérifications :

➤ Vérification de contraintes de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$B = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{Nu \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$= \frac{56701.27 \times 1}{357.5} \times \frac{3.6}{2} = 285.48 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{285.48 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.06 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ ⇒ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi nous devons vérifier que :

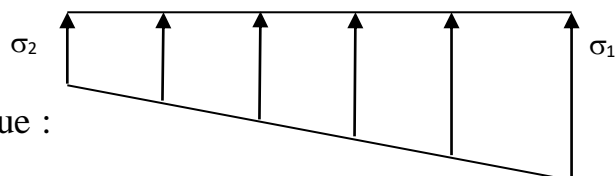


Figure VI-1 : Diagramme des contraintes

$$Al'ELU: \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$Al'ELS: \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 56701.27kN \quad ; \quad N_s = 41338.49kN$$

∞ Sens longitudinal

$$Al'ELU: \quad M_x = 49841.14 + 2553.82 \times 0.8 = 51884.19kN \cdot m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56701.27}{357.5} + \frac{51884.19}{14948.39} \times 11.7 = 199.21kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56701.27}{357.5} - \frac{51884.19}{14948.39} \times 11.7 = 117.99kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199.21 + 117.99}{4} = 178.9kN/m^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 150 = 199.5kN/m^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$Al'ELS: \quad M_x = 49841.14 + 2553.82 \times 0.8 = 51884.19kN \cdot m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41338.49}{357.5} + \frac{51884.19}{14948.39} \times 11.7 = 156.23kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41338.49}{357.5} - \frac{51884.19}{14948.39} \times 11.7 = 75.03kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 156.23 + 75.03}{4} = 135.93kN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 150kN/m^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

∞ Sens transversal :

$$Al'ELU: M_y = 48727.53 + 2468.26 \times 0.8 = 50702.14kN \cdot m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56701.27}{357.5} + \frac{50702.14}{5350.8} \times 7 = 224.93kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56701.27}{357.5} - \frac{50702.14}{5350.8} \times 7 = 92.27kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 224.93 + 92.27}{4} = 191.76 \text{ kN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 150 = 199.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS: $M_y = 48727.53 + 2468.26 \times 0.8 = 50702.14 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41338.49}{357.5} + \frac{50702.14}{5350.8} \times 7 = 181.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41338.49}{357.5} - \frac{50702.14}{5350.8} \times 7 = 49.30 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 181.96 + 49.30}{4} = 148.79 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Résultats du calcul des contraintes

		ELU			ELS		
		σ_1	σ_2	σ_{moy}	σ_1	σ_2	σ_{moy}
Sens	Longitudinal	199.21	117.99	178.9	156.23	75.03	135.93
	Transversal	224.93	92.27	191.76	181.96	49.30	148.79

Tableau IV-4 : Résultats du calcul des contraintes.

C) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99).Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas:

Si $\alpha < 0,4$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad M_{0y} = 0$$

2ème Cas :

Si $0.4 < \alpha \leq 1$: Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2$

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.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } (l_x < l_y)$$

❖ Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.10}{3.60} = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0.699 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul du ferrailage, on a besoin de q_u et q_s :

$$\text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(191.76 - \frac{6830.5}{357.5} \right) \times 1 = 172.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(148.79 - \frac{6830.5}{357.5} \right) \times 1 = 129.68 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.10}{3.60} = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0.699 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

On a donc :
$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0498 \times 172.65 \times 3.10^2 = \mathbf{82.63KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.699 \times 82.63 = \mathbf{57.76KN.m}$$

Remarque :

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :
- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
 - Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
 - Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$
- ✓ Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :
- 0.75 : pour les moments en travée.
 - 0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
 - 0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 82.63 = 41.31KN.m \\ M_{ay} = 0.5 \times 57.76 = 28.88KN.m \end{cases}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 82.63 = 24.79KN.m \\ M_{ay} = 0.3 \times 57.76 = 17.33KN.m \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 82.63 = 61.97KN.m \\ M_{ty} = 0.75 \times 57.76 = 43.32KN.m \end{cases}$$

➤ **Ferraillage du radier :**

a- Calcul des armatures :

b-1- Armatures longitudinales :

1. Ferraillage longitudinal suivant x-x :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.31 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = \mathbf{0.039} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = \mathbf{0.039} \rightarrow \beta = \mathbf{0.980}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.31 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = \mathbf{4.48cm^2}$$

$$A_{ax} = \mathbf{4.48cm^2}$$

Soit : **6HA12=6.78cm²** avec un espacement de **25cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61.97 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = \mathbf{0.059} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = \mathbf{0.059} \rightarrow \beta = \mathbf{0.973}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{61.97 \times 10^3}{0.973 \times 27 \times 348} = \mathbf{6.76cm^2}$$

Soit : **6HA12=6.78cm²** avec un espacement de **16cm**

2. Ferrailage longitudinal suivant y-y :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.88 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = \mathbf{0.028} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = \mathbf{0.028} \rightarrow \beta = \mathbf{0.986}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.88 \times 10^3}{0.986 \times 27 \times 348} = \mathbf{3.12cm^2}$$

$$A_{ax} = \mathbf{3.12cm^2}$$

Soit : **6HA12=6.78cm²** avec un espacement de **16cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43.32 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = \mathbf{0.042} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.32 \times 10^3}{0.979 \times 27 \times 348} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12=6.78cm²** avec un espacement de **16cm**

Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	6HA12	6HA12
Travée	6HA12	6HA12

∞ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens x x:**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 30\text{cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.10. Calcul et vérification à l'ELS :

1.Calcul à l'ELS :

Evaluation des moments M_x et M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.10}{3.60} = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0.699 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

On aura donc : $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$

$$M_{0x} = 0.0498 \times 129.68 \times 3.10^2 = \mathbf{62.06\text{KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.699 \times 62.06 = \mathbf{43.43\text{KN.m}}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ax} = 62.06 \times 0,5 = 31.03 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{tx} = 62.06 \times 0,75 = 46.55 \text{ kN.m.}$

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ay} = 43.43 \times 0,5 = 21.71 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{ty} = 43.43 \times 0,75 = 32.57\text{kN.m}$

2.Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$b=100\text{cm}$ $d= 27\text{cm}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma s t}{K} \text{ en (MPa)}$$

➔ **Vérification des contraintes :**

Sens		M_s	A_u	ρ	β	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observati
X-X	Appuis	31.03	6.78	0.25	0.920	47.10	184.24	348	3.91	15	observée
	Travée	46.55	6.78	0.25	0.920	47.10	276.40	348	5.86	15	observée
Y-Y	Appuis	21.71	6.78	0.25	0.920	47.10	128.90	348	2.73	15	observée
	Travée	32.57	6.78	0.25	0.920	47.10	193.39	348	4.10	15	observée

➤ **Ferrailage 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 sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

• **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x}{4}\right)$

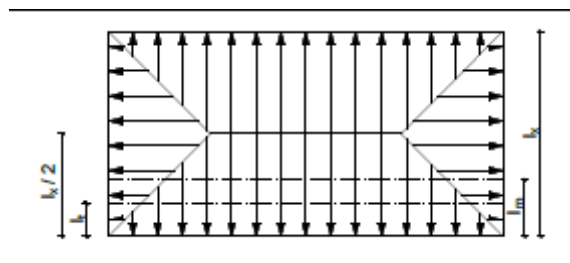


Figure VI.3 : Répartition trapézoïdale

- **Le Chargement simplifié :**

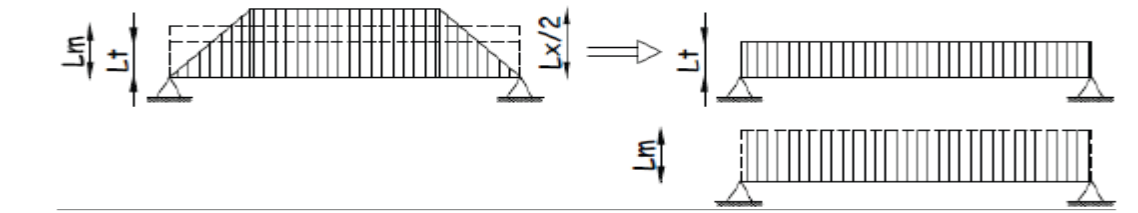


Figure VI.4 : Présentation du chargement simplifié

- **Charge triangulaire :**

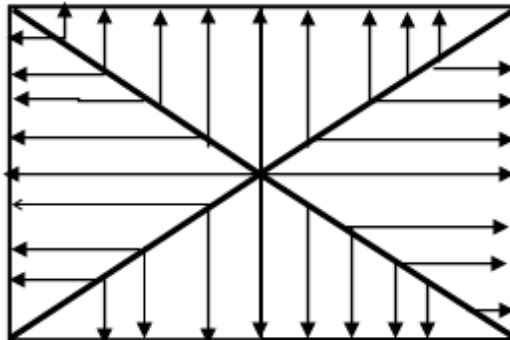


Figure VI.5 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times l_x$

2. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

3. Détermination des charges :

A L'ELU :

$$\mathbf{q_u} = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(191.76 - \frac{6830.5}{357.5} - \frac{1431.25}{114.5} \right) = \mathbf{160.16KN/m^2}$$

A L'ELS :

$$\mathbf{q_s} = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(148.79 - \frac{6830.5}{357.5} - \frac{1431.25}{114.5} \right) = \mathbf{117.19KN/m^2}$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens transversal :

Tableau VII.5 Charges revenant à la nervure(file 2) la plus sollicitée (sens transversal)

Travée	Panneaux	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3.20	3.20	1	Trapézoïdale	1.06	0.80	160.16	117.2	169.77	361.96	124.23	264.87	128.13	273.87	93.76	200.41
	2	3.50	3.60	0.97	Trapézoïdale	1.20	0.91	160.16	117.2	192.19		140.64		145.75		106.65	
B-C	1	3.20	3.60	0.88	Trapézoïdale	1.18	0.89	160.16	117.2	188.98	381.17	138.29	278.93	142.54	288.29	104.31	210.96
	2	3.50	3.60	0.97	Trapézoïdale	1.20	0.91	160.16	117.2	192.19		140.64		145.75		106.65	
C-D	1	3.20	3.60	0.88	Trapézoïdale	1.18	0.89	160.16	117.2	188.98	381.17	138.29	278.93	142.54	288.29	104.31	210.96
	2	3.50	3.60	0.97	Trapézoïdale	1.20	0.91	160.16	117.2	192.19		140.64		145.75		106.65	
D-E	1	3.20	3.20	1	trapézoïdale	1.06	0.80	160.16	117.2	169.77		124.23		128.13		93.76	
	2	3.50	3.60	0.97	Trapézoïdale	1.20	0.91	160.16	117.2	192.19	361.96	140.64	264.87	145.75	273.87	106.65	200.41

- Sens Longitudinal :

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure (file D) la plus sollicitée (sens longitudinal)

Travée	Panne aux	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
1-2	1	3.20	3.20	1	trapézoïdale	1.06	0.80	160.16	117.2	169.77	361.96	124.23	264.87	128.13	273.88	93.76	200.41
	2	3.50	3.60	0.97	trapézoïdale	1.20	0.91	160.16	117.2	192.19		140.64		145.75		106.65	
2-3	1	3.10	3.20	0.97	trapézoïdale	1.06	0.80	160.16	117.2	169.77	358.76	124.23	262.25	128.13	272.27	93.76	199.41
	2	3.30	3.60	0.92	trapézoïdale	1.18	0.90	160.16	117.2	188.99		138.29		144.14		105.48	
3-4	1	3.20	3.20	1	trapézoïdale	1.06	0.80	160.16	117.2	169.77	361.96	124.23	264.87	128.13	273.88	93.76	200.41
	2	3.50	3.60	0.97	trapézoïdale	1.20	0.91	160.16	117.2	192.19		140.64		145.75		106.65	
4-5	1	3.10	3.20	0.97	trapézoïdale	1.06	0.80	160.16	117.2	169.77	358.76	124.23	262.25	128.13	272.27	93.76	199.24
	2	3.30	3.60	0.92	trapézoïdale	1.18	0.90	160.16	117.2	188.99		138.29		144.14		105.48	

• **Sens transversal :**

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

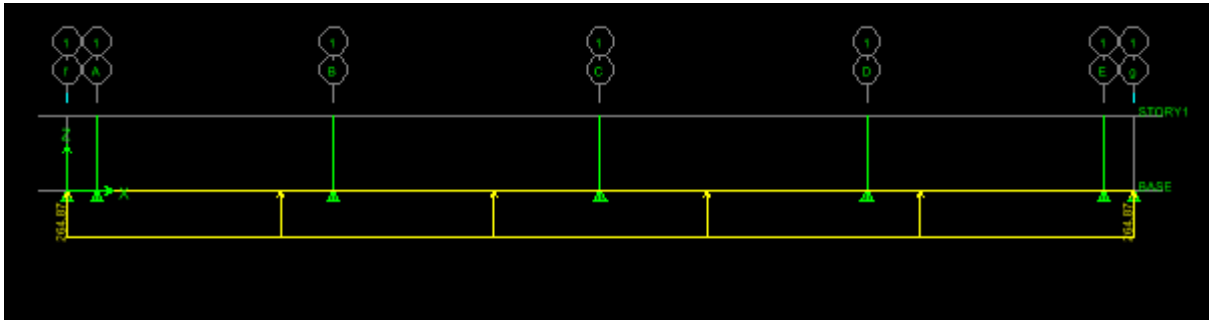


Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

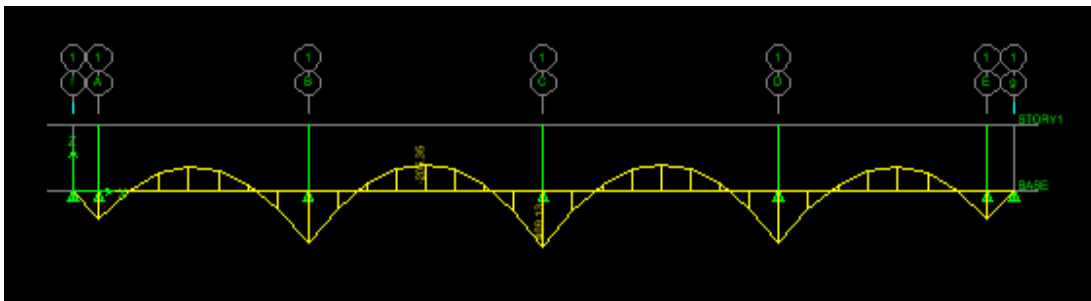


Figure VII.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

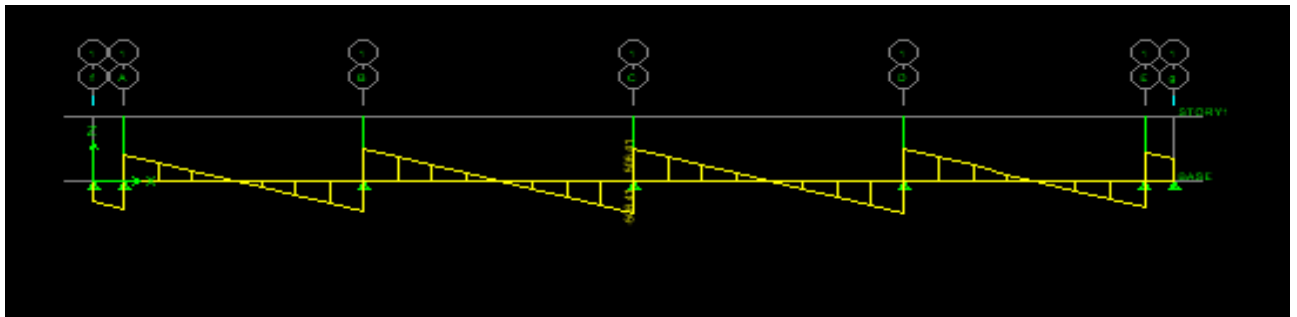


Figure VII.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

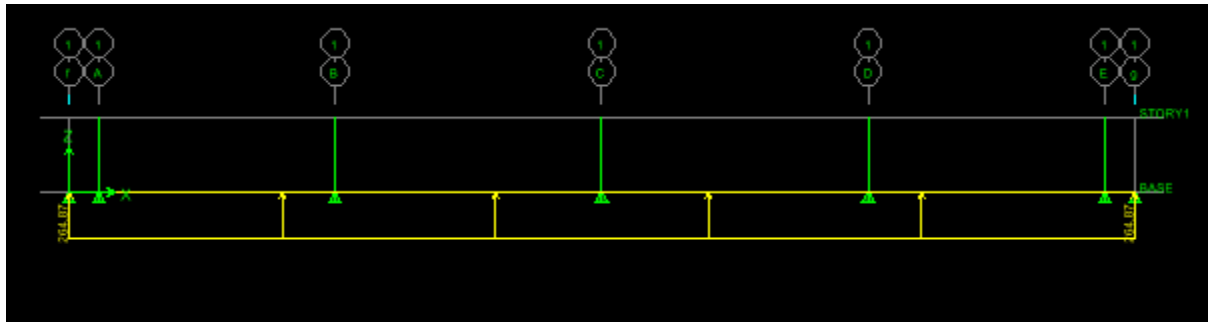


Figure VII.9: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

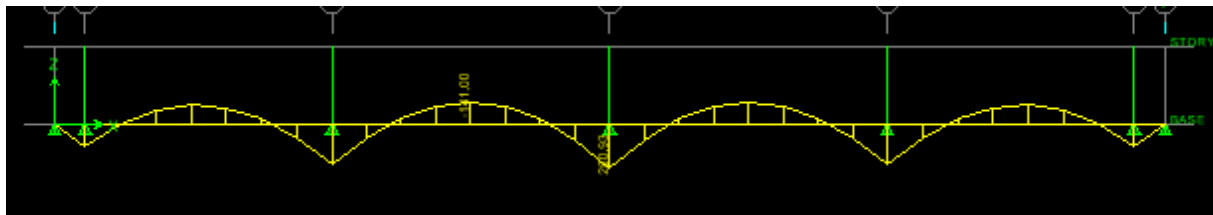


Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

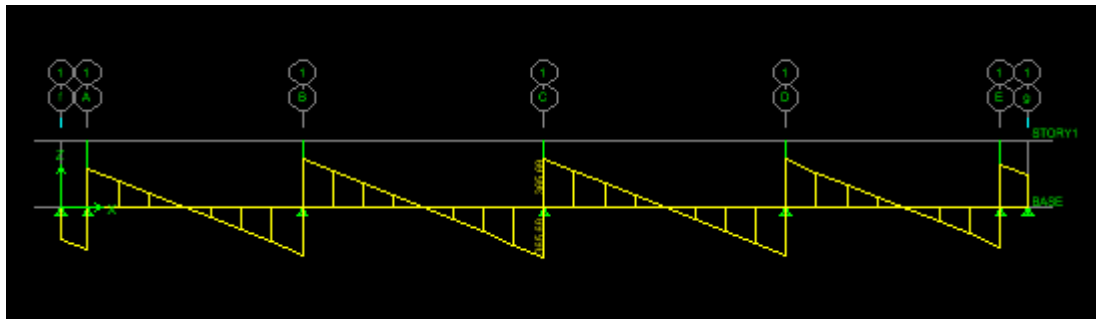


Figure VII.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Sens longitudinal :

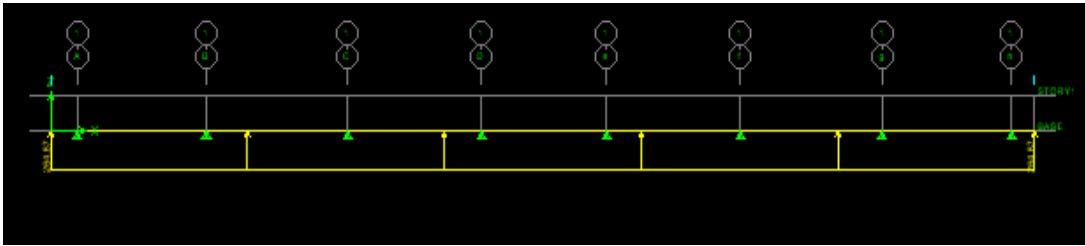


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

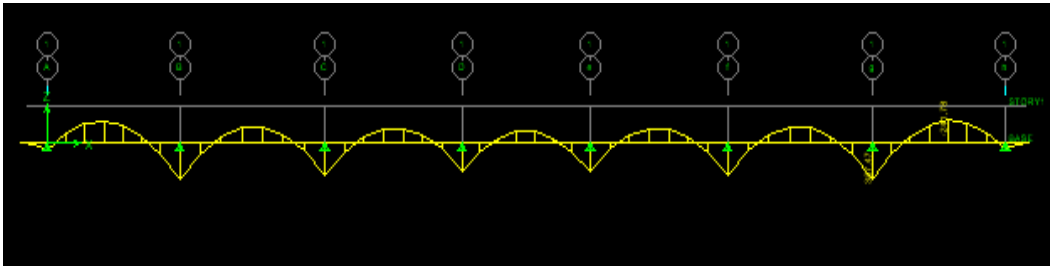


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

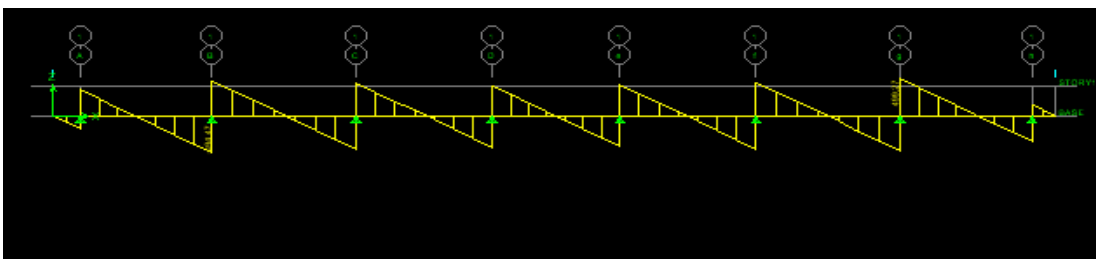


Figure VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

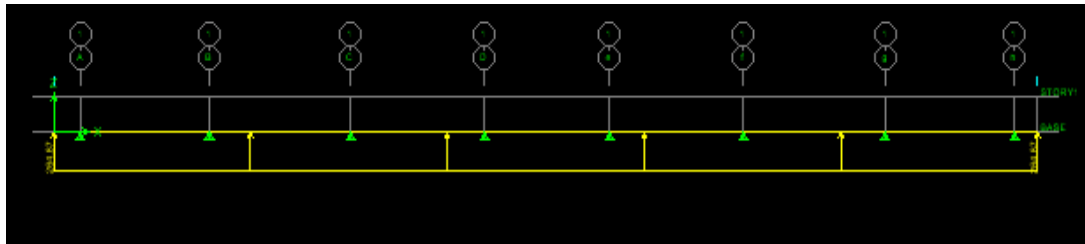


Figure VII.15: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

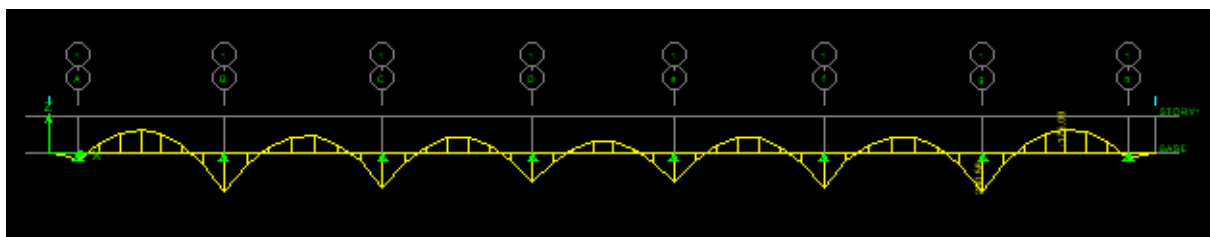


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

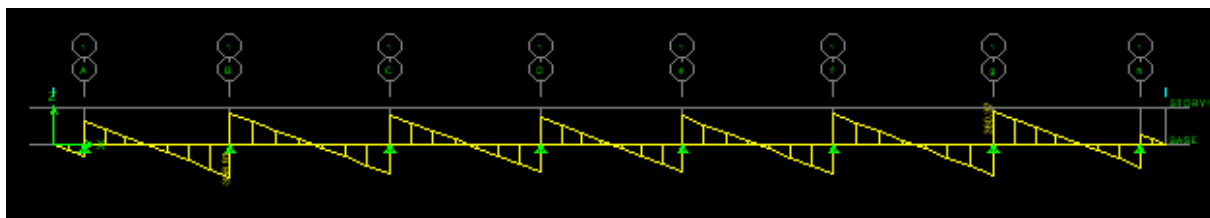


Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

3. Ferraillage :

Tableau VII.7 : Efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}(\text{KN. m})$	351.30	254.39	396.58	287.81
$M_t^{max}(\text{KN. m})$	185.17	134.11	195.42	146.09
$T_{max}(\text{KN})$	464.99	335.52	486.48	351.04

• **Armatures longitudinales :**

$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 72 \text{ cm}, f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.8: Le ferrailage adopté pour la nervure.

sen s	Zone	M_u (KN. m)	μ_u	β	sect ion	A_{st} (cm^2)	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
	appuis	351.30	0.095	0.949	SSA	14.77	4HA16 Fil+(4HA16chap)=16.08 cm^2
X-X	Travée	185.17	0.051	0.973	SSA	7.59	4HA16=8.04 cm^2
	appuis	396.58	0.108	0.943	SSA	15.78	4HA16Fil+(4HA16chap)=16.08 cm^2
Y-Y	Travée	195.42	0.054	0.972	SSA	8.02	4HA16=8.04 cm^2

• **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.6 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

-Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 1.6 \right\} = \min \{20, 19.2\} = 19 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm.}$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

VII.13. Vérification à l'ELU:

1. **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 72 \times 2.1}{348} = 4.99 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_a = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$A_a = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

En travées :

$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

2. **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{464.99 \times 10^3}{500 \times 720} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{486.48 \times 10^3}{500 \times 720} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.14. Vérifications à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \\ \bullet \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{array} \right.$$

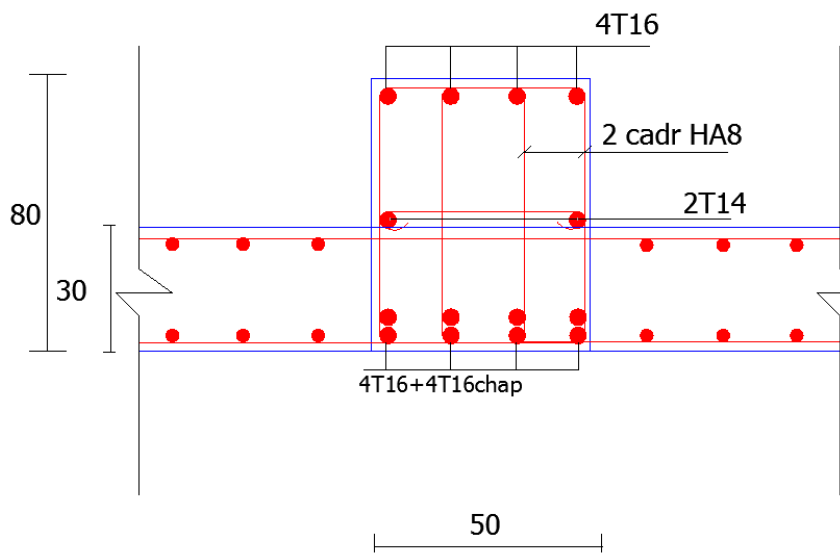
2. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

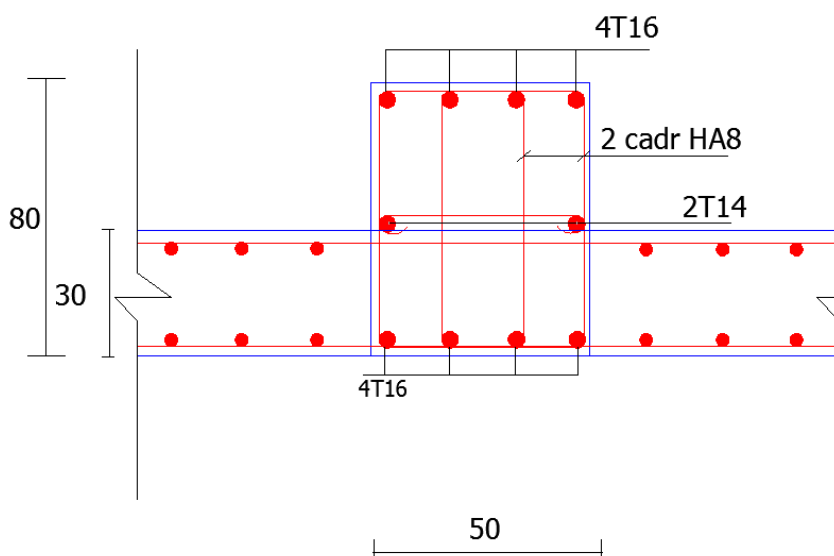
Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	254.39	16.08	0.446	34.02	0.898	244.68	348	7.19	15	Vérifié
	Travée	134.09	8.04	0.223	50.73	0.920	251.77	348	4.96	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	287.81	16.08	0.446	34.02	0.898	276.82	348	8.13	15	Vérifié
	Travée	146.09	8.04	0.223	50.73	0.920	274.31	348	5.40	15	Vérifié



Appuis



Travée





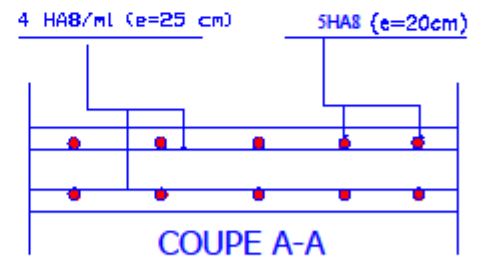
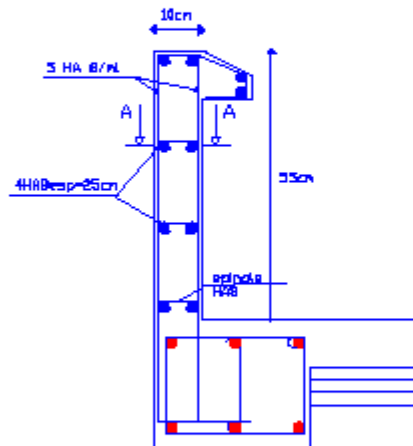
conclusion générale

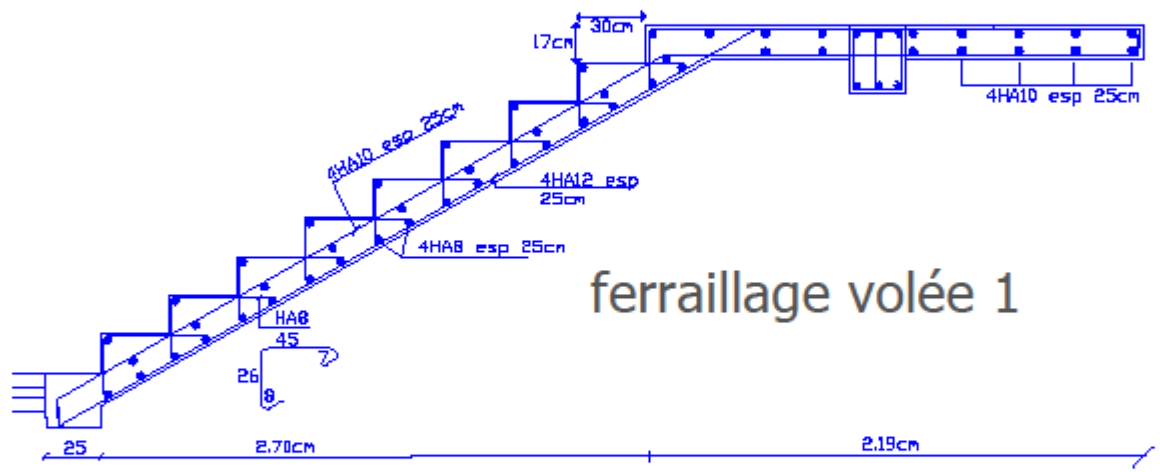
Ce projet de fin d'étude ,a été pour nous la première expérience qui nous a permis de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, en l'occurrence dimensionner, calculer et vérifier les éléments de la structure ;tout en respectant les différents règlements a savoir **BAEL 99,RPA99/version2003** ainsi que les divers documents techniques.

Ce travail, qui est aussi le derniers relais entre la vie étudiante et la vie professionnel, nous a permis de travailler en équipe et de savoir ce que recevoir des instructions a répétition et de les appliquées.

Par ce travail, on a appris qu'est ce que la rigueur de travail, mais surtout de voir de plus près encore les responsabilités d'un ingénieur en Génie Civil dans le domaine du bâtiment, car la finalité c'est lui qui décide, et donc c'est lui le responsable.

ferrailage acrotère





ferrailage planche

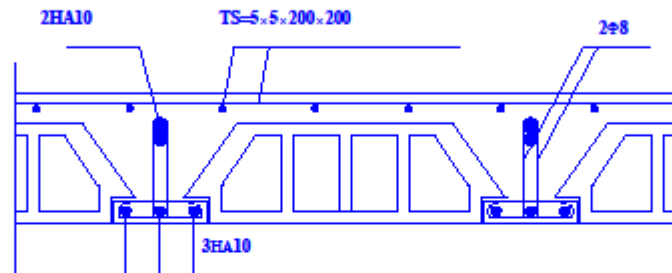
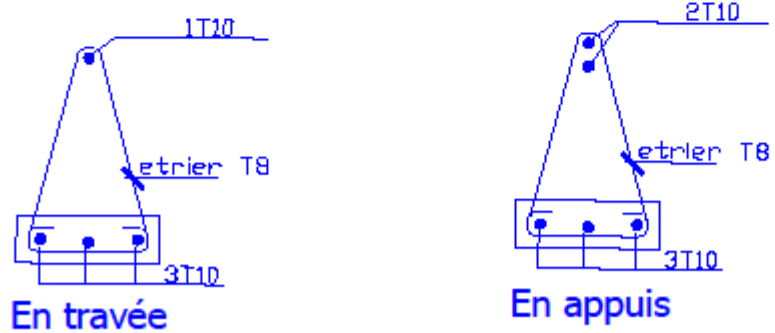
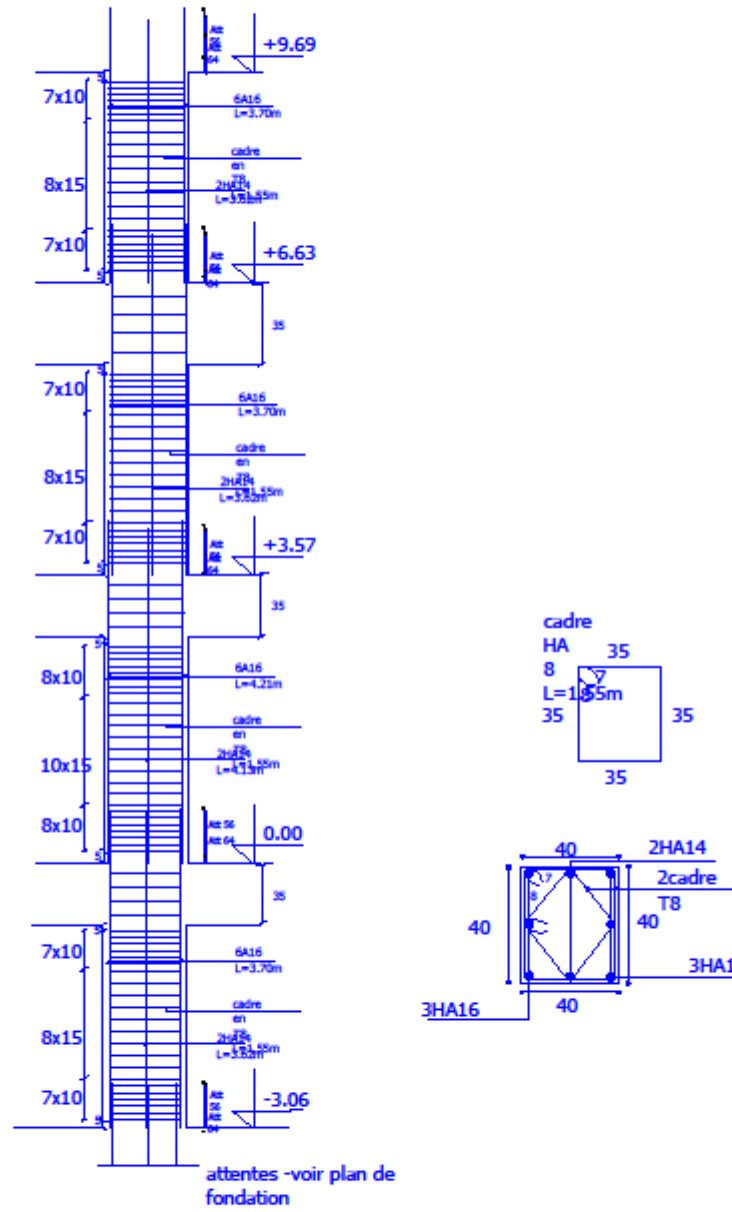


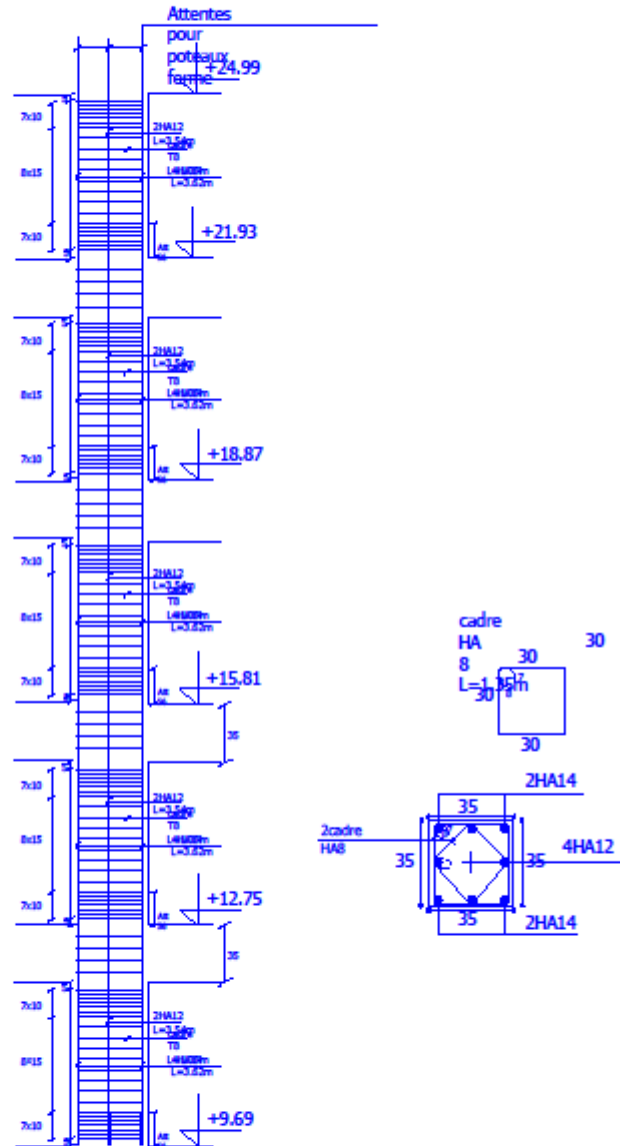
Schéma du plancher à corps creux.



COUPE TYPE POUTRELLE



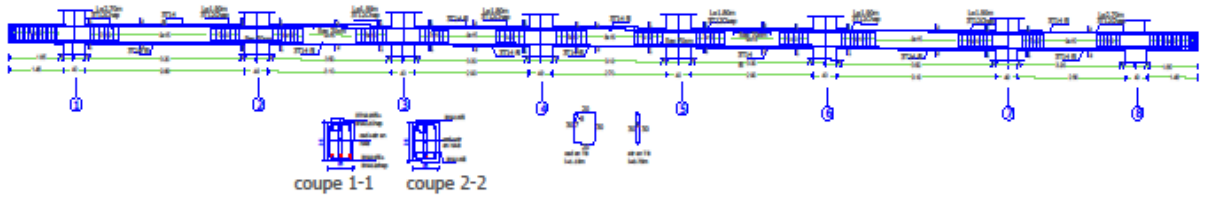
ferrailage poteau 2-B



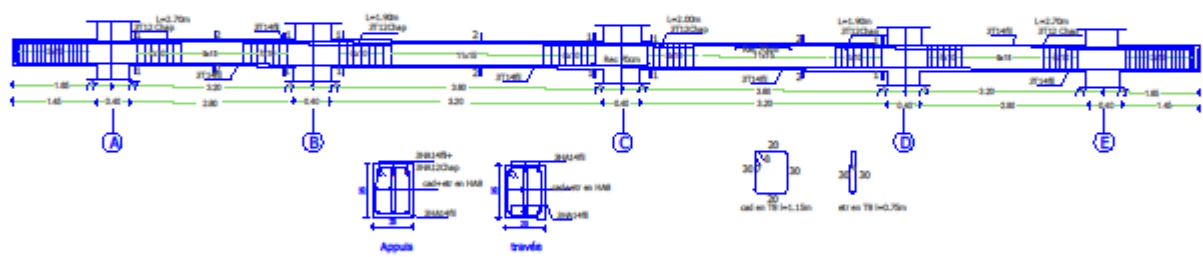
ferrailage poteau 2-B



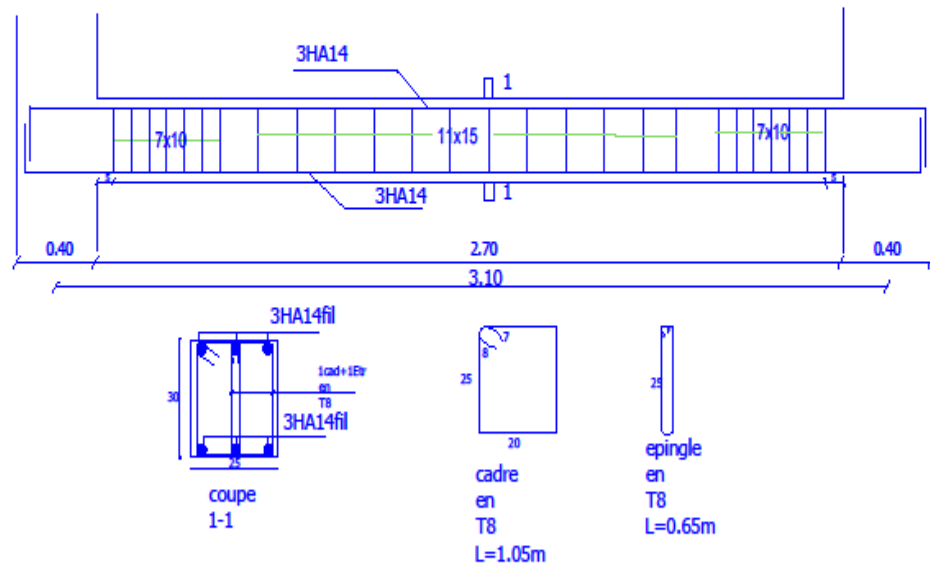
FERAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE (25x35) AXE A NIV +6.12



FERAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE (25x35) AXE 2 NIV +6.12

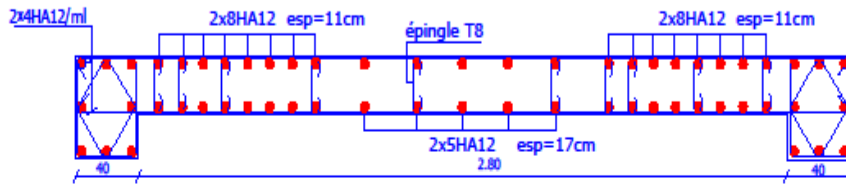


FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



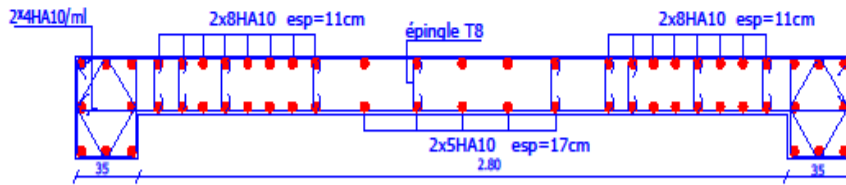
ferrailage du VT1.2.3.4

ZONE 1



épingle en T8

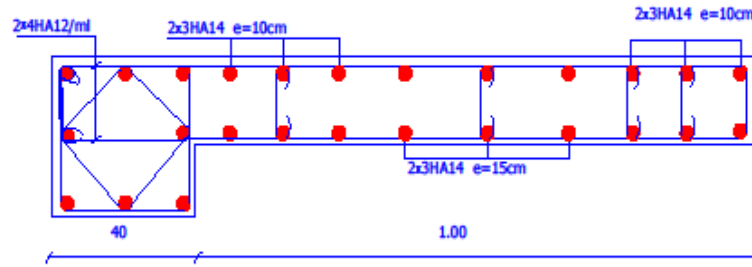
ZONE 2



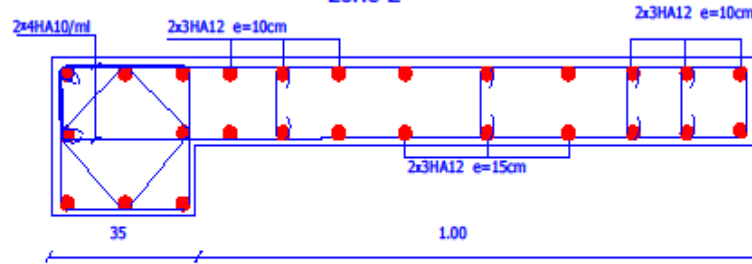
épingle en T8

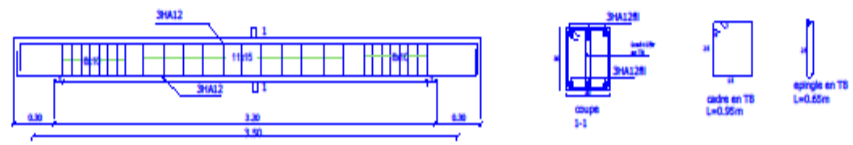
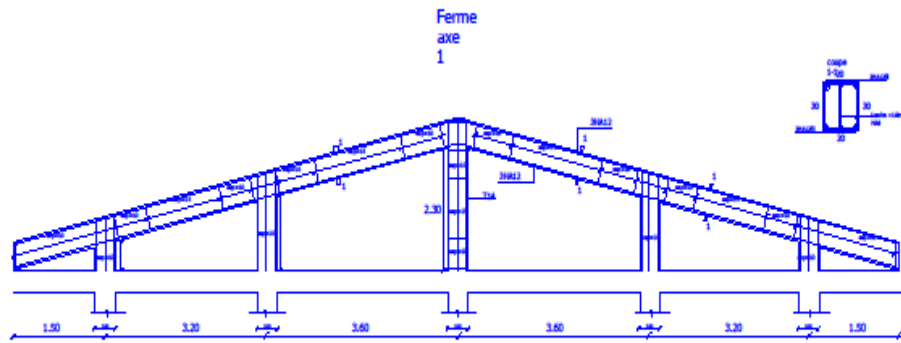


zone 1 ferrailage du VL2.3

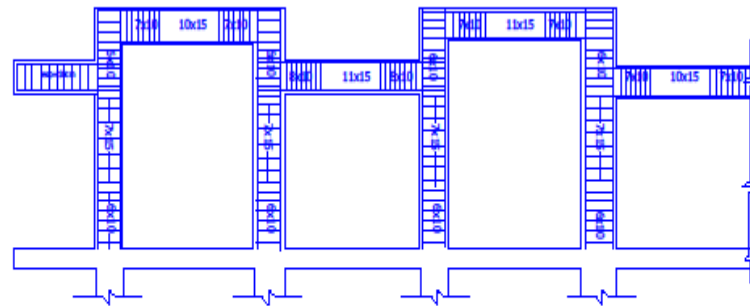


zone 2

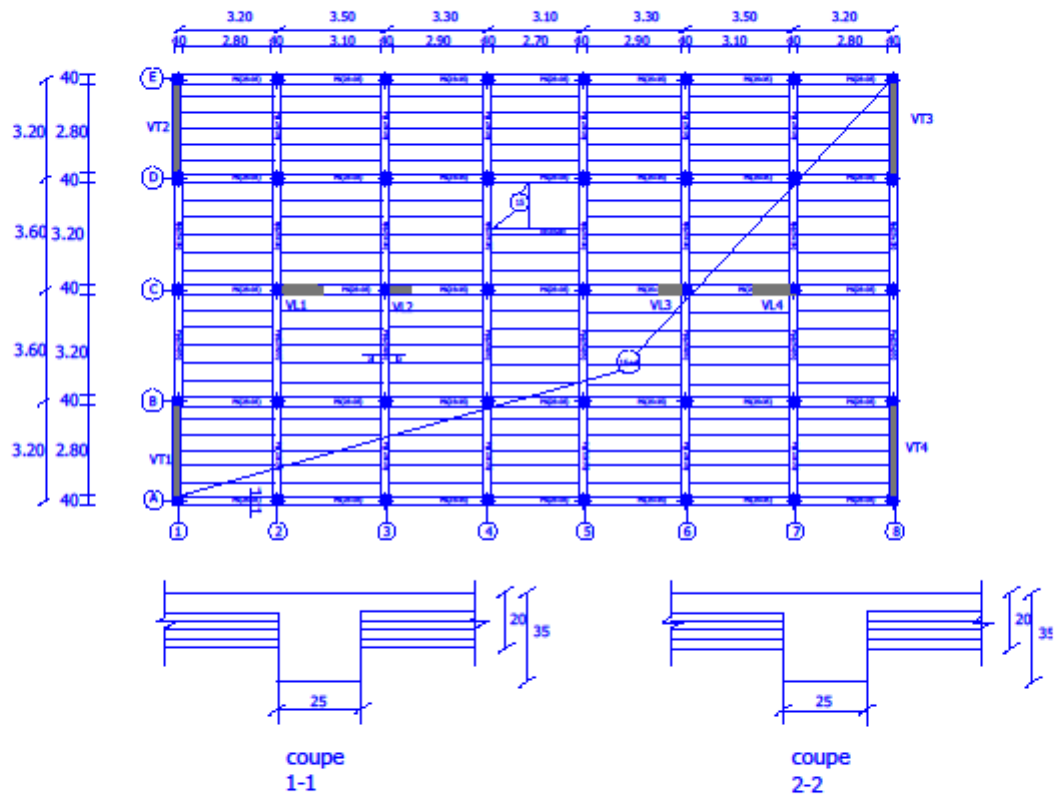




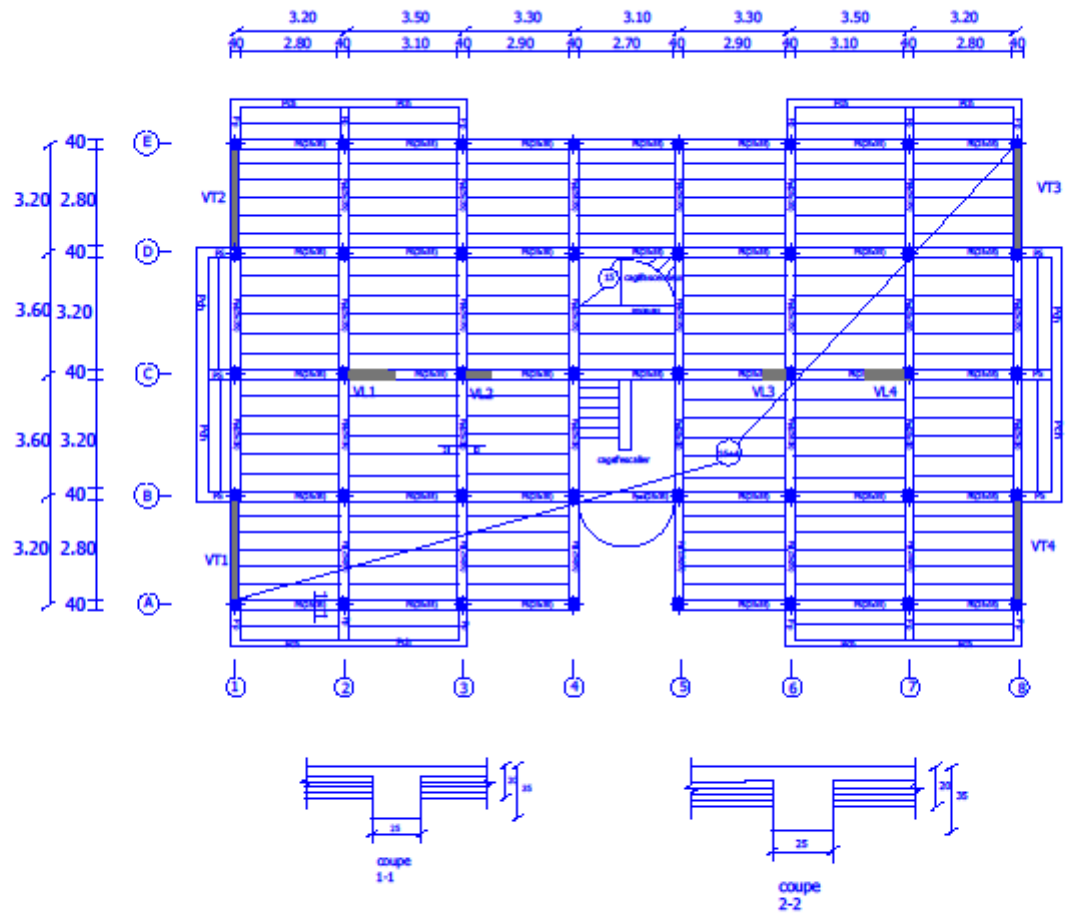
chainage ferme



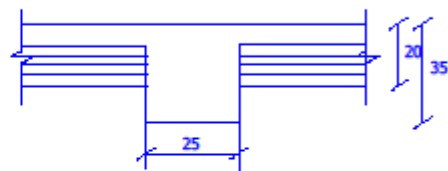
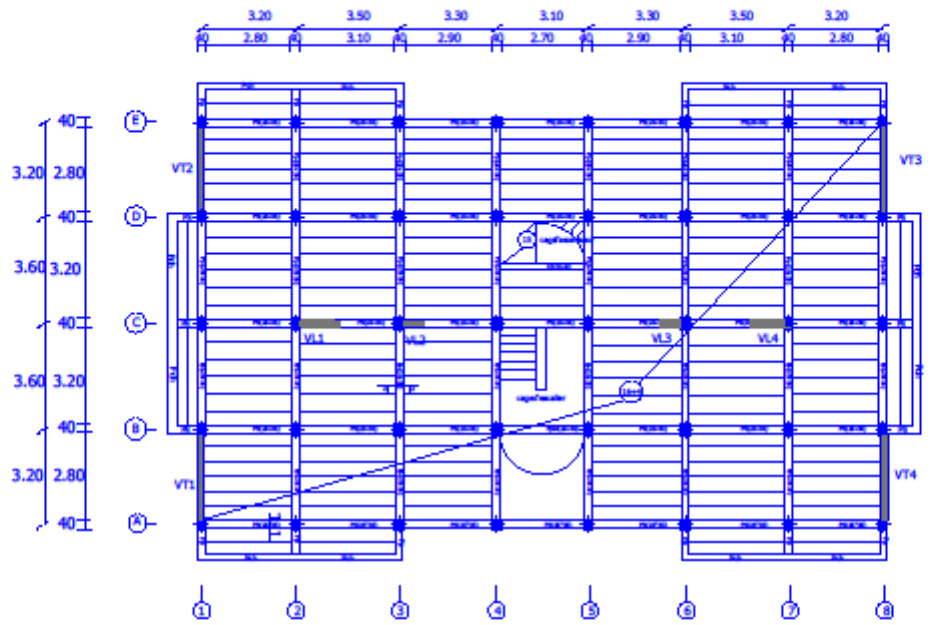
FERRAILLAGE DE LA TOITURE



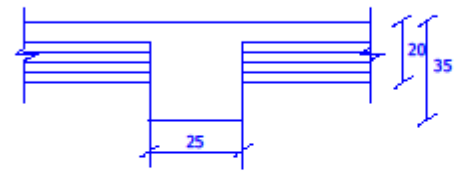
PLAN DE COFFRAGE NIV 0.00



PLAN DE COFFRAGE NIV +6.63.../24.99

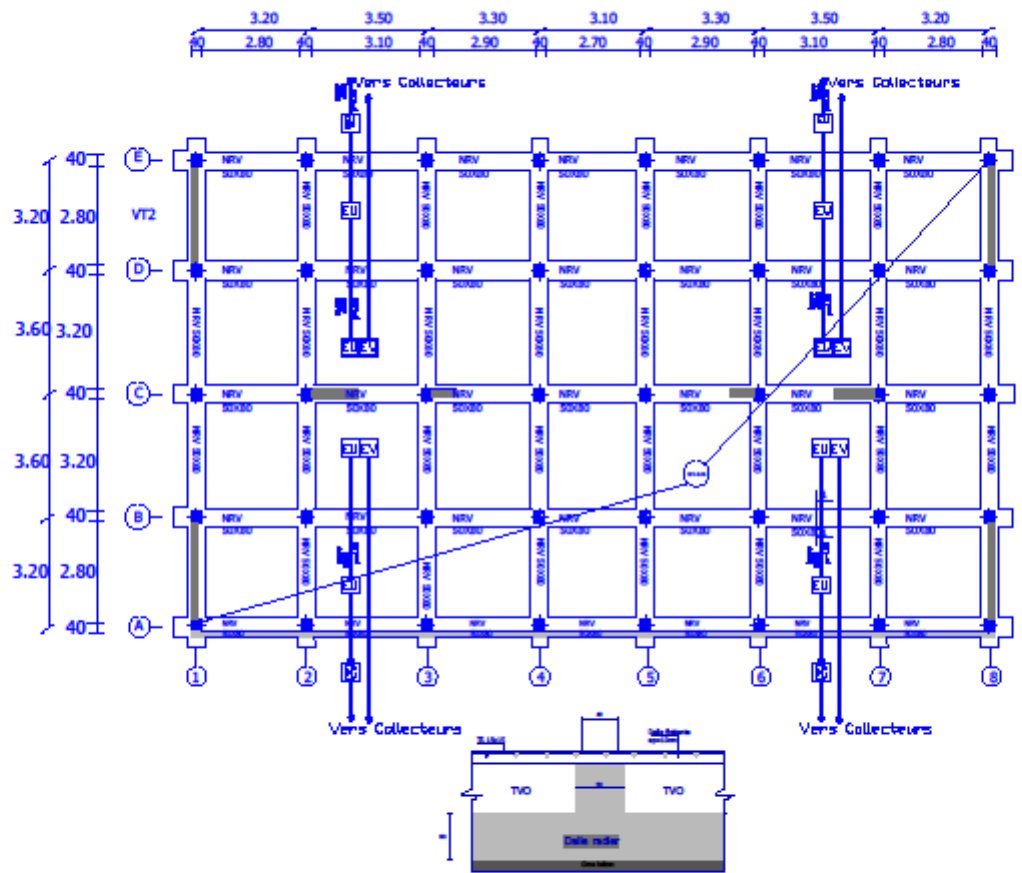


coupe
1-1

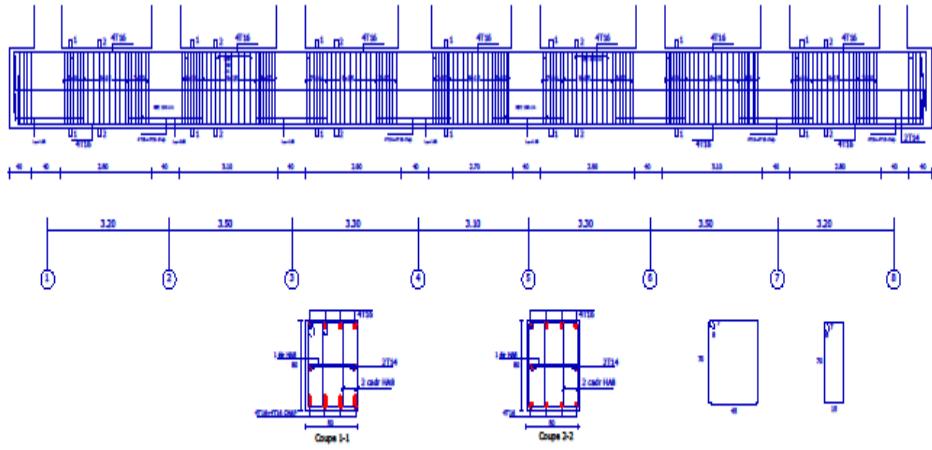
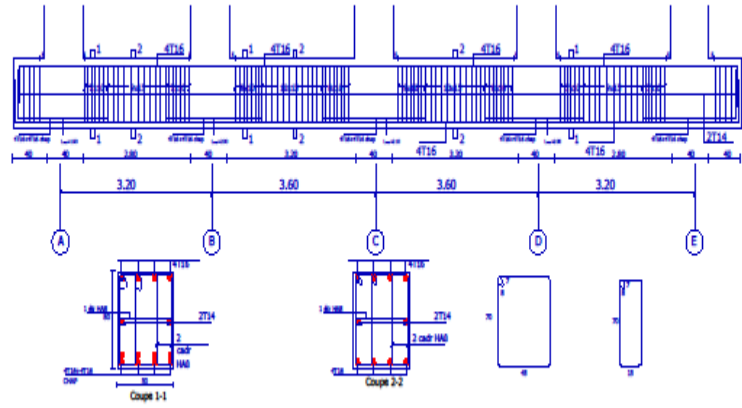


coupe
2-2

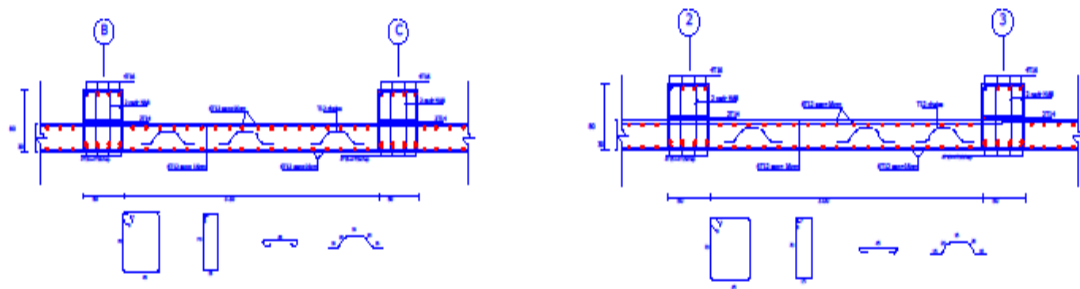
PLAN DE COFFRAGE NIV +3.57



PLAN DE COFFRAGE NERVURES



FERRAILLAGE DES NERVURES



FERRAILLAGE DU RADIER

