

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère DE L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU
Faculté Du Génie DE LA CONSTRUCTION
Département de Génie CIVIL*



MEMOIRE FIN D'ETUDE

*En vue de l'obtention du diplôme Master professionnel
En génie civil*

D'option construction civile et industrielle

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation
Et commercial, contreventé par voiles et portiques
Modélisé avec logiciel ETABS*



Réalisé par :

M^{elle} LAISSAOUI NASSIMA
M^{elle} OUAGUENNOUNI THIZIRI

Dirigé par :

Mme SMAHI

Promotion 2021/2022

Remerciements

- *Tout d'abord nous remercions avant tout DIEU, de nous avoir donné la force et le courage pour mener ce projet à terme.*
- *Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*
- *Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promotrice Mme Smahi de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*
- *Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*
- *Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents pour leur soutien, leur patience, leur encouragement durant mon parcours scolaire ; aucune dédicace très chère ne pourrait exprimer la profondeur des sentiments que j'éprouve pour eux.

*A mon cher mari **Mohammed** qui est mon soutien et source de joie et de bonheur, avec qui j'ai passé les meilleurs moments de ma vie.*

*A ma lumière de ma vie mon adorable fils **Aylan**.*

*A ma chère sœur **Rofaïda**, et mes chers frères **Anis** et **Hichem**.*

A ma belle-mère qui était toujours à mes côtés et qui m'a accompagné durant les 2 dernières années d'étude.

A ma copine Sara, la sœur que ma mère n'a pas enfantée.

*A ma Binôme, **Laïssaoui Nassima** pour son soutien, sa tolérance et sa compréhension durant toute cette période.*

A tout ma famille et mes amies.

Enfin à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce Travail.

THIZIRI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents pour leur soutien, leur patience, leur encouragement durant mon parcours scolaire ; aucune dédicace très chère ne pourrait exprimer la profondeur des sentiments que j'éprouve pour eux.

A ma chère sœur Hanane , et mes chers frères Youcef et Sofiane.

A ma tante Ouardia ,et sa fille Hayet la sœur que ma mère n'a pas enfantée.

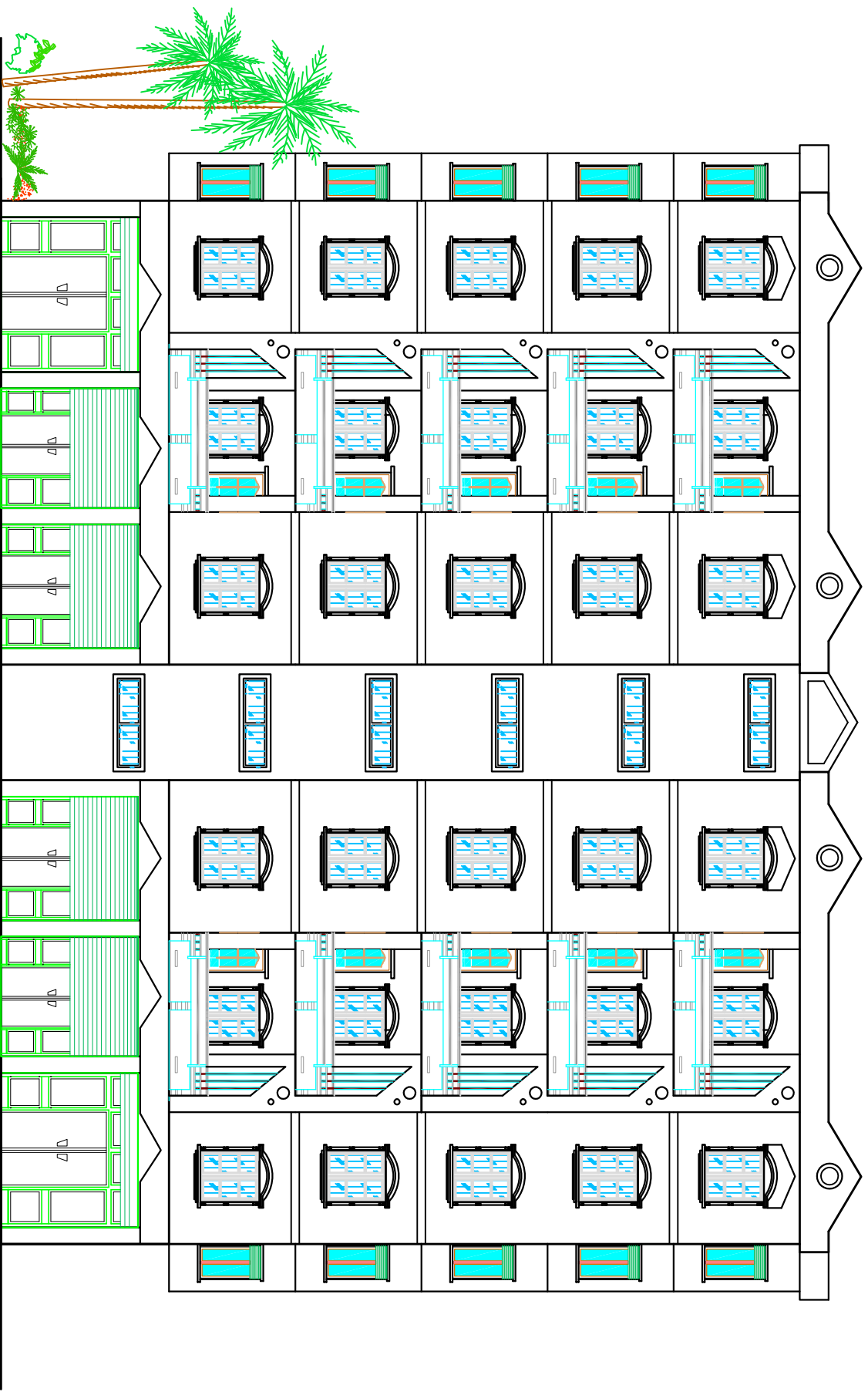
A ma Binôme, Ouaguennouni Thiziri pour son soutien, sa tolérance et sa compréhension durant toute cette période.

A tout ma famille et mes amies.

Enfin à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce Travail.

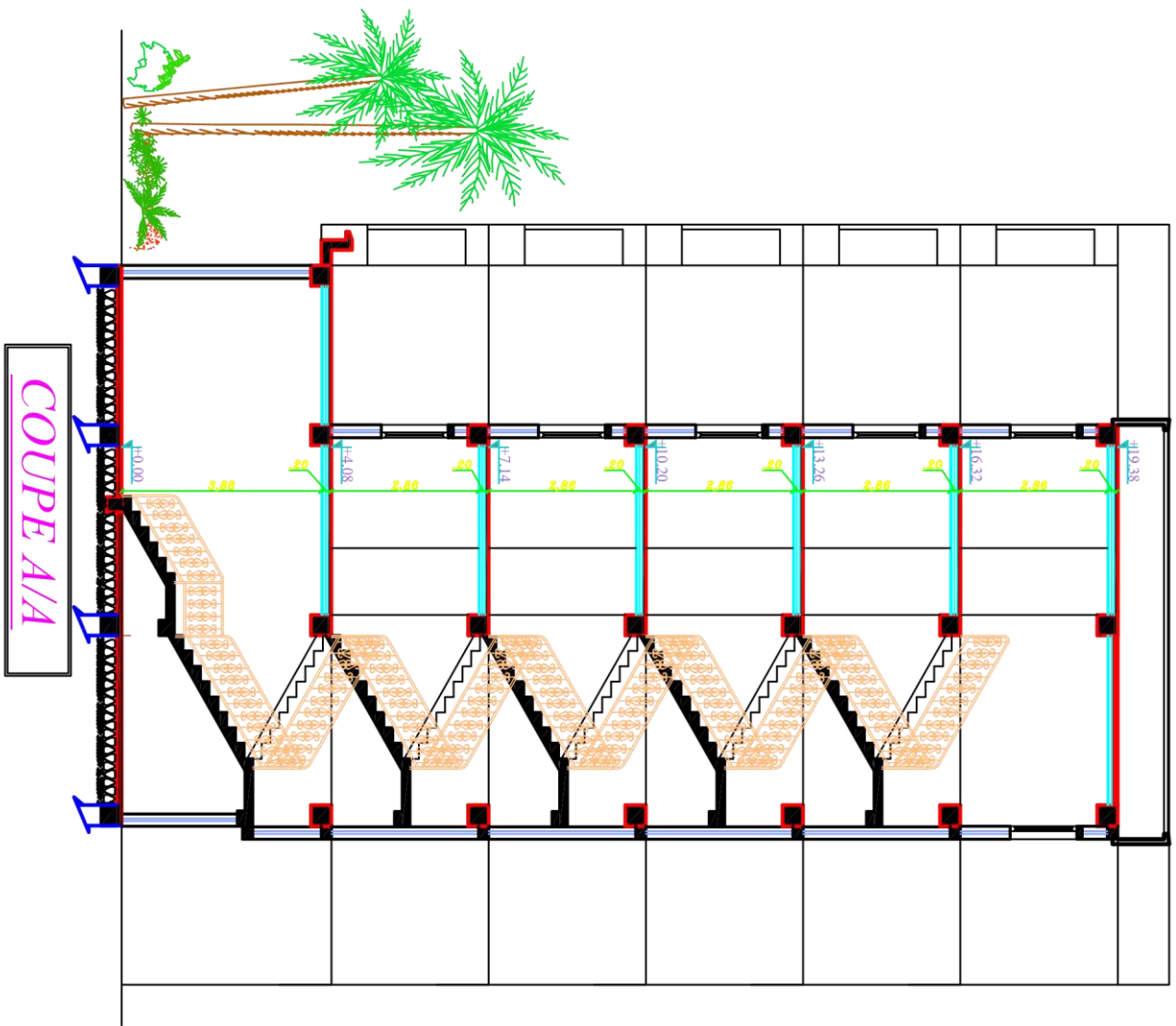
Nassima

PROJET: 68 LOGEMENTS & DRA & EL MIZNE



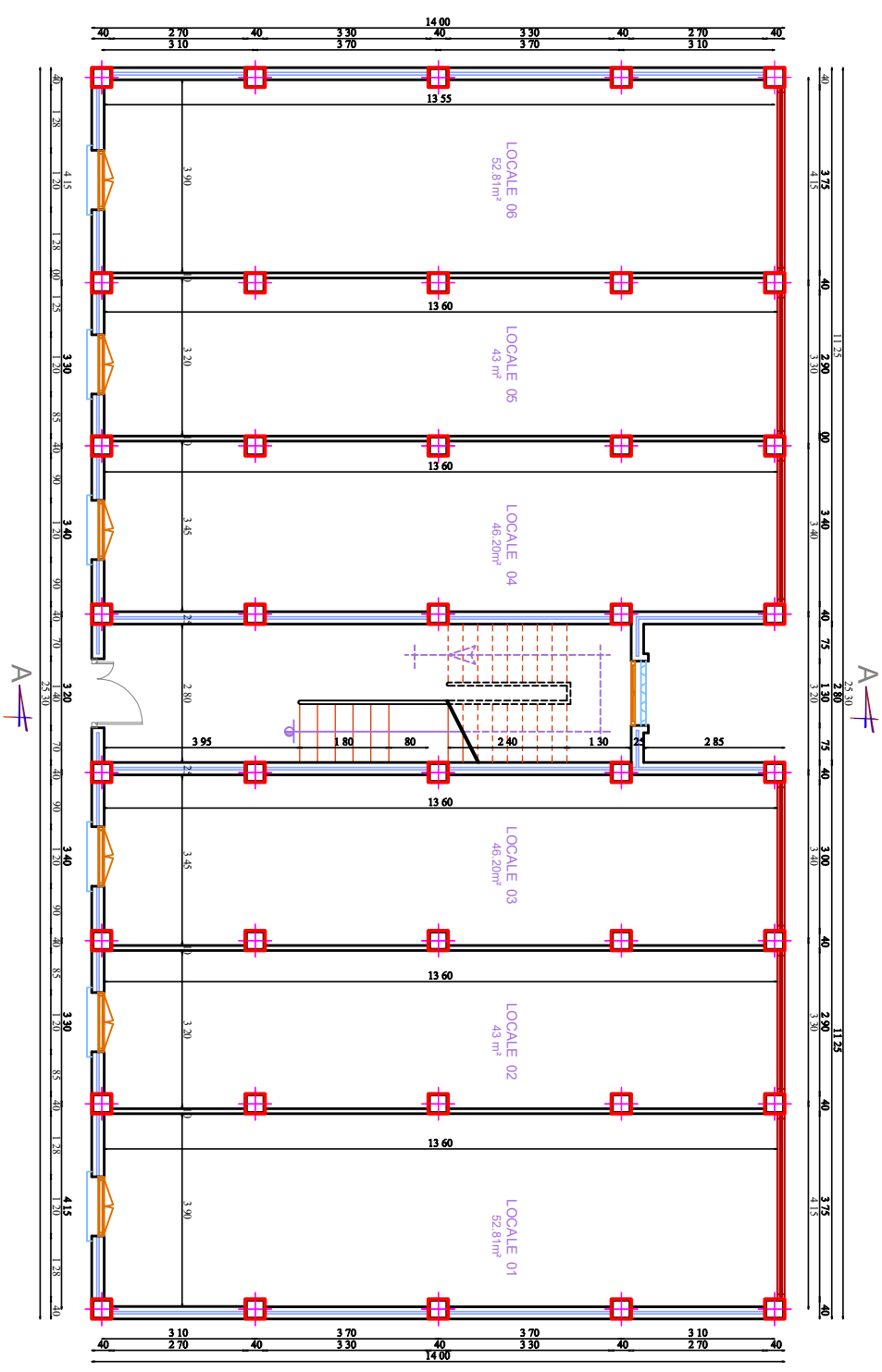
FACADE PRINCIPALE

PROJET: 68 LOGEMENTS & DR&A EL MIZNE



PROJET: 68 LOGEMENTS A DRAA EL MIZAN

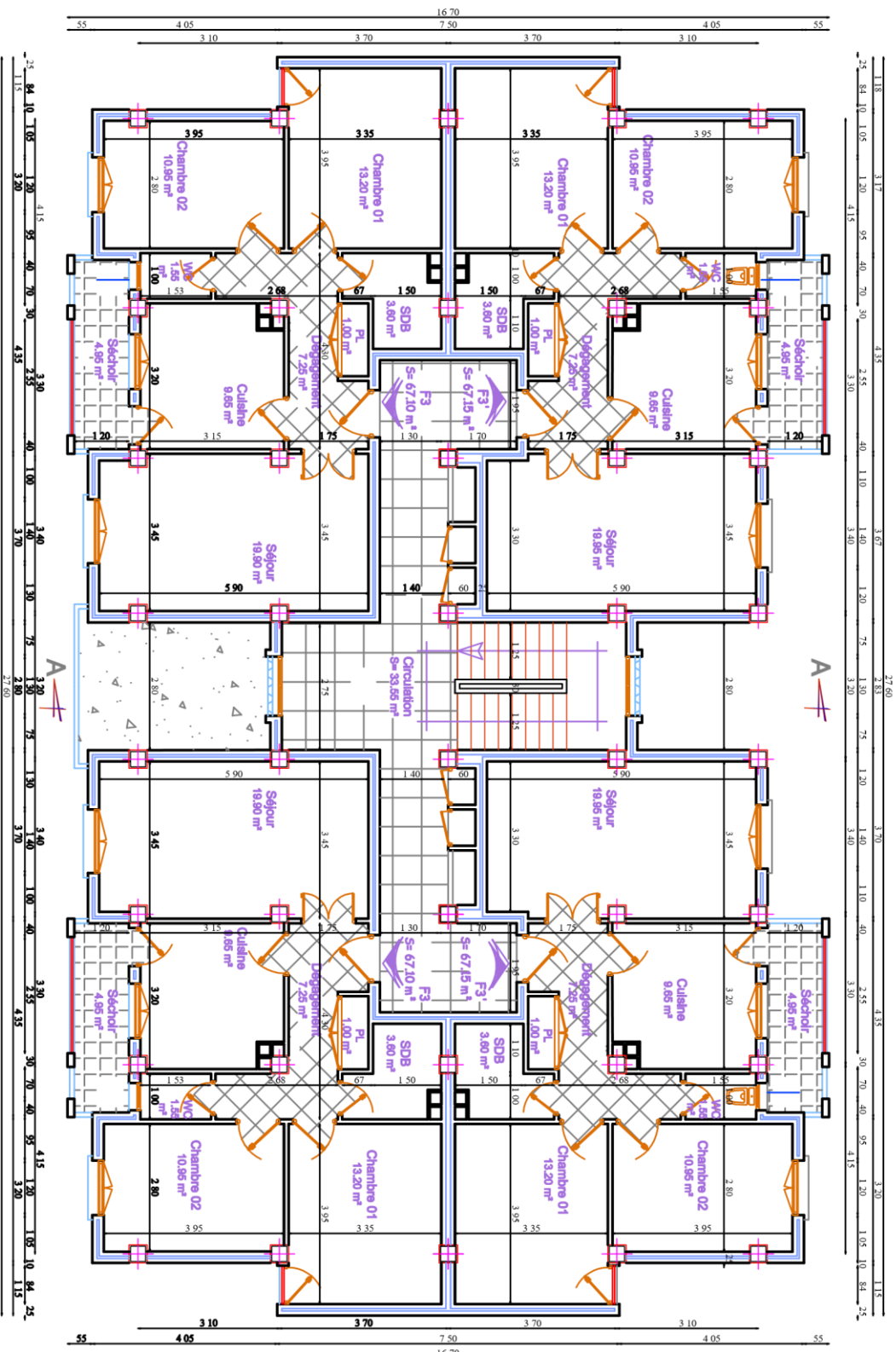
BLOCA



PLAN RDC

Désignation	Surface (m²)
Local N01	52,81
Local N02	43
Local N03	46,20
Local N04	46,20
Local N05	43,00
Local N06	52,81
TOTAL	2840,2

PROJET: 68 LOGEMENTS A DRAA EL MIZAN



PLAN DE 1.2.3.4 ET Sem ETAGE

Designation	Logement F3	
	surface (m²) balcon	surface (m²) nette
sejour	20,00	19,95
chambre 1	13,00	13,20
chambre 2	11,00	10,95
cuisine	10,00	09,65
S.D.B	03,50	03,60
W.C	01,50	01,55
Rangement	01,00	01,00
circulation	07,00	07,25
TOTAL	67,00	67,15
sechoir	05,00	04,95
TOTAL	72,00	72,10

SOMMAIRE

- Introduction.....	1
- Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....	2-12
- Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	13-31
- Chapitre III : Calcul des éléments	
• III.1. Les planchers.....	32-55
• III.2. L'acrotère.....	56-64
• III.3. Les escaliers.....	65-104
• III.4. La poutre palière	105-113
• III.5. La poutre de chaînage	114-133
• III.6. Les balcons (dalle pleine)	134-141
- Chapitre IV : Modélisation de la structure (ETABS).....	142-156
- Chapitre V : Vérification des exigences du RPA99.....	157-165
- Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux :	
• VII.1. Ferrailage des poteaux.....	166-180
• VII.2. Ferrailage des poutres	181-193
• VII.3. Ferrailage des voiles.....	194-209
- Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....	210-216
- Conclusion.....	217
_ Bibliographie.....	218

INTRODUCTION GENERAL

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre la décision d'aménagement du territoire. Les principales spécialisations du génie civil sont : la structure, l'hydraulique, l'environnement, et la géotechnique. On observe deux grandes distinctions au sein du génie civil : le bâtiment et les travaux publics. Ces domaines ne sont pas antonymes mais les besoins de l'économie ont fait que ces spécialités se sont affûtées au fil du temps.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation, et de la réhabilitation d'ouvrages, de construction, et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, toute en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, souvent confiées à des organismes différents : la planification, la conception, le dimensionnement, l'appel d'offre et l'exécution de la construction.

Un bâtiment est une construction destinée à servir d'abri ou d'habitat et à protéger des biens et des personnes des conditions météorologiques extérieures.

Les matériaux utilisés dans la construction en génie civil sont principalement le béton et l'acier qui ont une très bonne adhérence et les liées nous donne ce qu'on appelle un béton armé. Les bâtiments, et à plus forte raison les éléments construits en béton armé doivent ainsi résister à des sollicitations efforts faits sur l'ouvrage, ou déformations issues d'intempéries, de dilatation, etc....

L'Algérie a toujours été un pays sismique avec la même intensité depuis au moins 6 millions d'années. Et pour avoir une structure ou un bâtiment réalisé dans les règles d'art, l'ingénieur doit se référer aux normes et aux recommandations parasismiques.

Pour le cas de notre projet de fin d'étude nous avons choisi d'étudier un bâtiment avec portiques et voiles à usage d'habitation et commercial implanté dans la zone II (Tizi Ouzou). L'étude de ce bâtiment se fait en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (BAEL91, RPA99 version 2003, et les différentes DTR), l'analyse sismique a été réalisée par le logiciel ETABS.

*Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux*

I. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier un bâtiment (R+5) avec portiques et voiles en béton armé à usage d'habitation et commerciale. Ce bâtiment est implanté à Draa el mizane wilaya de Tizi Ouzou qui est à la (zone IIa) en respectant les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, il est composé de :

- Un RDC à usage commercial ;
- 5 étages courants sont à usage d'habitations ;
- 01 cage d'escaliers ;
- Terrasse inaccessible ;

I. 2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : 19.38 m
- Hauteur du bâtiment (avec acrotère) : 19.88m
- Longueur du bâtiment : 14m
- Largeur totale de bâtiment : 25.30 m
- Hauteur du RDC : $H = 4.08$ m
- Hauteur des étages courants : 3.06 m

I.3. Propriétés mécaniques du sol :

- La contrainte admissible du sol : 2.0 bar.
- Le site est considéré comme meuble : S3
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

I. 4 Eléments de l'ouvrage

A) -La superstructure

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des organes situés au-dessus du sol et composant l'ouvrage. Elle est composée de

➤ Ossature

L'ossature de notre bâtiment est en portique +voile de contreventement :

- **Portique** : est une structure hyperstatique destiné à permettre le cheminement progressif des actions mécaniques vers les appuis et les fondations tout en assurant la stabilité de l'ouvrage et en limitant les déformations de la structure.
- **Voile** : est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions. Les voiles sont destinés à reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement s'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau et assurer une isolation acoustique et une protection contre l'incendie.

➤ **Les planchers**

Sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre les niveaux d'habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment.

On distingue :

- **Plancher à corps creux** : c'est un plancher en béton préfabriqué constitué : des hourdis et une dalle de compression.
- **Plancher en dalle pleine** : est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat, très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

➤ **Escaliers**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre l'escalier peut comporter plusieurs volées séparées par un ou plusieurs paliers en béton armé.

➤ **L'acrotère**

C'est une petite construction en béton armé de 50cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur qui borde les toitures plates ou terrasses

➤ **Maçonnerie**

Ouvrage constitué de briques ou de pierres qui sont liées grâce à du ciment, du plâtre ou mortier. On distingue deux types de mur dans la structure :

- **Mur extérieur** : sont des murs réalisés en double parois en brique, creuse de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

- **Mur intérieur** : sont des murs réalisés en simple paroi en brique, creuse de 10cm d'épaisseur.

➤ Revêtements

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons intérieures.
- Mortier en ciment pour les murs extérieurs.
- Revêtements à carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouches imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

B) - Infrastructure

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations d'un ouvrage.

➤ Fondations

La fondation est la partie inférieure du bâtiment qui a pour but de supporter les charges et les surcharges d'un bâtiment et de la transmettre dans le bon sol. Les fondations sont préconisées par des fondations superficielles, semelles isolées à l'intérieur du bloc, et par des semelles filantes dans les allants tours du bâtiment

I. 5 Caractéristiques des matériaux

I.5.1 Béton

C'est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle » on y ajoute éventuellement les adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux (bonne résistance à la compression du béton et bonne résistance à la traction de l'acier).

❖ Dosage du béton à 350 kg/m³

- Ciment CPJ 45 350kg/m³
- Sable 400 L/m³
- Gravillon 800 L/m³

- Eau de gâchage 175 L/m³

➤ Résistance caractéristique du béton

a. La résistance à la compression f_{cj}

Dans les constructions courante le beton est difinit du point de vues mécanique par: Sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours l'age noté f_{c28}) déterminée par essai sur éprouvette cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Pour un dosage de 350kg/m³ de ciment CPA 325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 Mpa ($f_{c28} = 25$ Mpa).

Selon le CBA93 : avant durcissement totale à j jours tels que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

Pour $j \geq 28$ jours :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ [MPa]} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ [MPa]} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

(Art A.2.1 .12BAEL 91 modifiées 99).

b. La Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction notée f_{tj} est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

- $f_{tj} = 0,6 + 0.06 f_{cj}$ [MPa].....Si: $f_{cj} \leq 60$ MPa.

(Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99).

Dans notre cas: $f_{c28} = 25$ Mpa $\Rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa.

➤ Contrainte limite à la compression

Etat limite

Est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites :

a. Etat limite ultime (ELU) :

Correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction.
- Soit de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

➤ Contrainte limite ultime à la compression du béton :

Elle est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99}).$$

0.85: coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

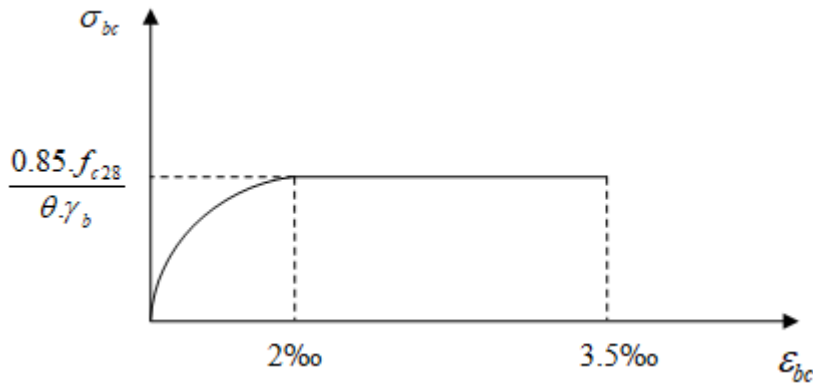
γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1.5$ en situation courante.

(Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).

θ : Coefficient d'application de charge, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\text{h} \end{array} \right.$$



- Fig. I.1: Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU-

b. Etat limite de service (ELS) :

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

➤ Contrainte limite de service à la compression du beton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 25$ Mpa on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.4.5 ,2 BAEL 91 modifiées 99}).$$

➤ Contrainte ultime de cisaillement

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

$$\tau_U = \frac{Vu}{b.d}$$

Avec :

- ✓ V_u : effort tranchant à L'ELU dans la section
- ✓ b : largeur de la section cisailée
- ✓ d : hauteur utile. Avec : $d = 0.9h$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left[\frac{0.2x f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min \left[\frac{0.15x f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

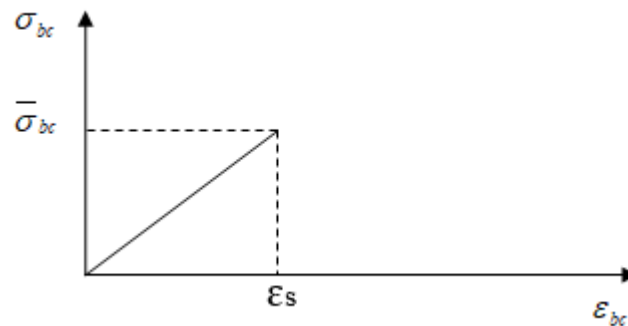


Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS)-

c. Module de déformation

c.1. Module de déformation longitudinale instantanée du béton

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

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, on admet un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ [MPa]}. \quad \text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}.$$

(Art A-2.1.21 BAEL 91 modifiées 99)

C.2. Module de déformation différée du béton :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée fluage) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60. \quad (\text{Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99})$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10819\text{ MPa}$.

➤ Définition du fluage :

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

c.3. Module de déformation transversale

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- ✓ E : Module de Young (module d'élasticité).
- ✓ ν : Coefficient de poisson.

➤ Coefficient de poisson

C'est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

Il est pris égale à :

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

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU). (art A-213 BAEL 91 modifié99) ;

I.5.2 Les aciers

L'acier est un alliage métallique constitué majoritairement de fer et d'une faible quantité de carbone. C'est la présence (entre 0.02 % et 2% en masse) de cet élément chimique qui octroie de l'acier ses propriétés spécifiques plus le pourcentage de carbone présent dans l'acier est élevé

plus la dureté du métal est importante. L'acier peut aussi comporter certains éléments additionnels, tels que le cuivre ou le chrome qui lui confèrent des caractéristiques d'utilisation particulières (flexibilité, résistance aux changements de température...).

On distingue les types d'aciers pour béton armé en fonction de leur surface :

- **Les aciers à haute adhérence** : dont la surface présente des saillies ou des creux.
- **Les treillis soudés (TS)** : un treillis soudé est une armature pour le béton armé présentée en plaque ou en rouleaux de barres d'armature croisées et assemblées par soudure. Ils sont utilisés comme alternative aux barres isolées qui doivent être assemblées (ferraillage) une à une.

Dans le présent projet, nous aurons utilisé deux types d'aciers, leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tableau. I.1: Caractéristiques des aciers

➤ **Module de déformation longitudinale**

Le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et la déformation pour un matériau élastique isotrope.

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A 2.2.1 BAEL91 modifié 99})$$

➤ **Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

➤ **Les contraintes limites dans les aciers :**

a. À ELU :

Est définie par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité. (Art A 4.3.2 BAEL91 modifié99)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st}=348$ MPa	$\sigma_{st}=400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st}=452$ MPa	$\sigma_{st}=500$ MPa

Tableau. I.2 : limites d'élasticité des aciers utilisés

b. À P'ELS

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

- **Fissuration peu nuisible**

Aucune vérification à faire.

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL91/Art 4-5-33 modifié99})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

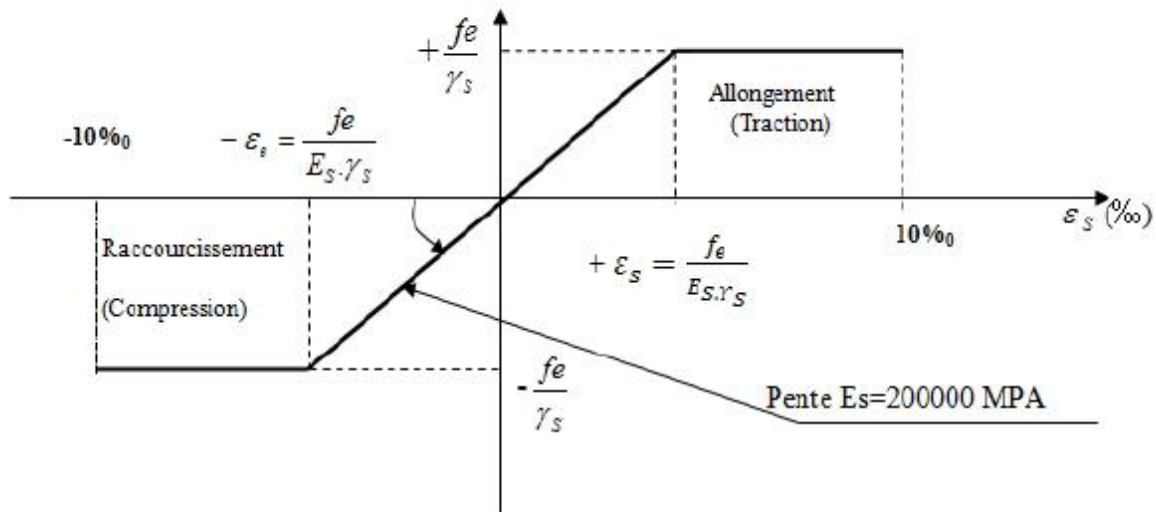
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL91 / Art 4-5.3.4 modifié99})$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91 modifié99)**Figure I.3 : Diagramme des contraintes- déformations de l'acier****➤ Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; on doit veiller à ce que l'enrobage C des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **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 ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

❖ CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a précisé toutes les hypothèses de calcul (valeurs des paramètres de l'acier et du béton) pour qu'on puisse bien faire l'étude de notre bâtiment .

Chapitre II :
Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le but de pré-dimensionner est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (**RPA99/version 2003**) et du (**C.B.A.93**) (**BAEL91**) Le pré-dimensionnement est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.2 Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux séparent deux étages d'une construction, leurs fonctions essentielles sont :

- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- L'isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.

A notre cas, on a utilisé deux types de plancher :

A-Planchers à corps creux :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courant, il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- **Corps creux** : élément préfabriqué de remplissage posé entre les poutrelles d'un plancher.
- **Poutrelles** : éléments résistants du plancher.
- **Dalle de compression** : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- **Treillis soudés**.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le **C.B.A.93**. L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91. Modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{\max} : La portée libre de la plus grande travée dans le sens de poutrelles

$$L_{\max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq 345 / 22.5 = 15.33 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur (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

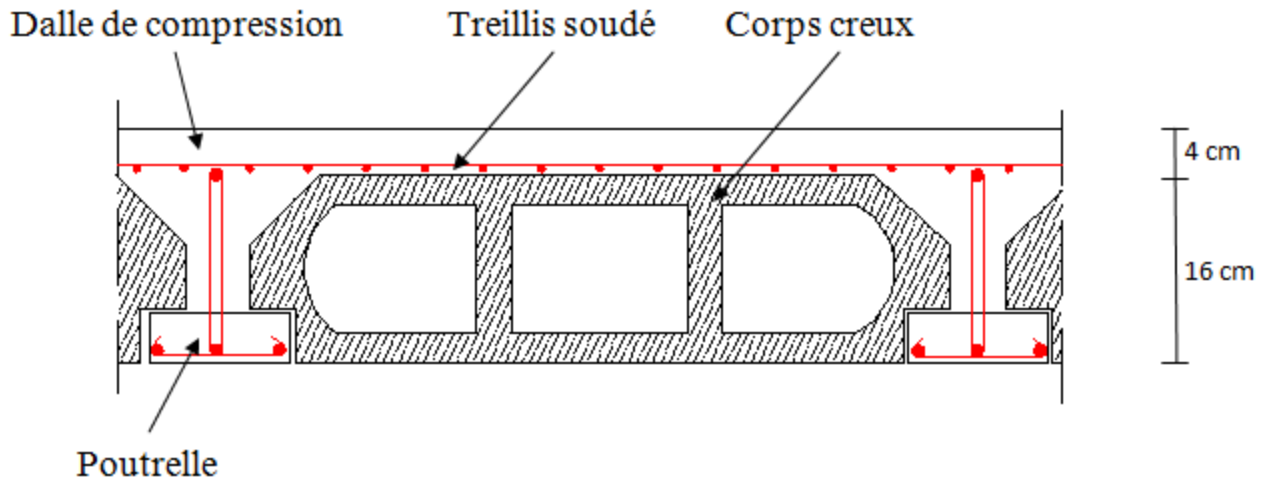


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

B- Plancher en dalle pleine

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

➤ Isolation acoustique :

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopte : $e_1 = 15 \text{ cm}$

➤ Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

On adopte $e_2 = 11 \text{ cm}$ particulier contre l'incendie.

➤ **Résistance a la flexion :**

$$e \geq L_0/10$$

Avec :

- ✓ $L_0 = 1.35\text{m}$: Largeur de la console
- ✓ e : épaisseur de la dalle

$$e \geq 135/10 \Rightarrow e \geq 13.5\text{cm}$$

On adopte $e_3 = 15\text{cm}$

➤ **Condition confort :**

$$e \geq 14C$$

On adopte $e_4 = 15\text{cm}$

• **Conclusion**

$$e = \max (e_1; e_2; e_3; e_4) = \max (15 ; 11 ; 15 ; 15)$$

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

II -3 Les portiques :

A- les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, sont destinées a supporter les charges, ses dimensions doivent vérifier la condition du **BAEL91**.

On a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

A-1 Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$L_{\max} = 415 - 25 = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \quad \Rightarrow \quad 26 \leq h \leq 39$$

On adopte pour : $h = 35\text{cm}$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis

h : hauteur de la poutre principale

Et leur largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

Soit : $b = 25\text{cm}$

Vérification relatives aux exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1)

- $b = 25\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 1.75 \leq 4\text{ cm}$ condition vérifiée.

A-2 Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 370 - 25 = 345\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \quad (\text{condition de flèche})$$

Donc : $23 \leq h \leq 34.5$

On prend $h = 35\text{cm}$

La largeur de la poutre est :

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

$$12 \leq b \leq 21$$

Soit : $b = 25\text{cm}$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1)

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

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h / b = 1.5 \leq 4$ condition vérifiée.

B- Les poteaux :

Sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour la transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Sont dimensionnés à l'ELS en compression simple, qui sera repris uniquement par la section du béton.

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$$

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : effort normal de compression repris par le poteau ;

G : charges permanentes ;

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

S : section transversale du poteau ;

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte limite de service du béton en compression ;

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

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (**RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1**) qui est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du **RPA99V2003**.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone **I** et **II**)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ (en zone **III**)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Avec:

b_1 : le petit côté de la section

h_1 : le grand côté de la section

h_e : la hauteur d'étage

II -4 Détermination des charges et surcharges :

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qu'ont une influence directe sur notre structure. Elles seront déterminées suivant le règlement **D.T.R.B.C.2.2**

A-Plancher terrasse inaccessible

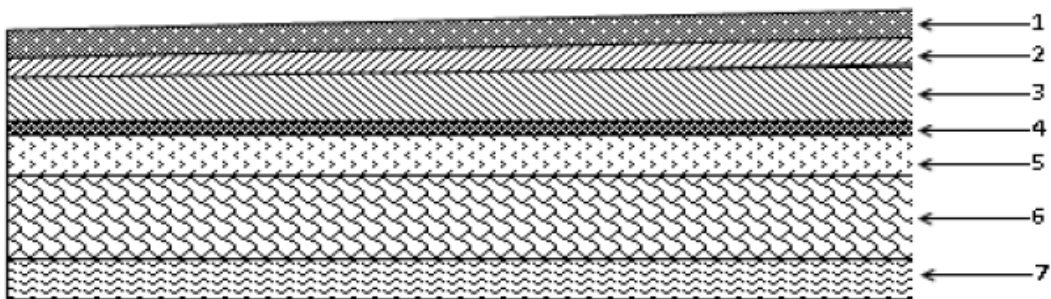


Figure II.2: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Couche de gravier	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4. Feuille polyâne	0.01	1	0.01
5. Isolation thermique au liège	0.04	4	0.16
6. Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(0.16+0.4)	14	2.8
7. Enduit sous plafond en Plâtre	0.02	10	0.2
$G_{\text{totale}} = \sum G_i$			5.68 kN/m ²

Tableau II.1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

B-Plancher étage courant

B -1 (corps creux)

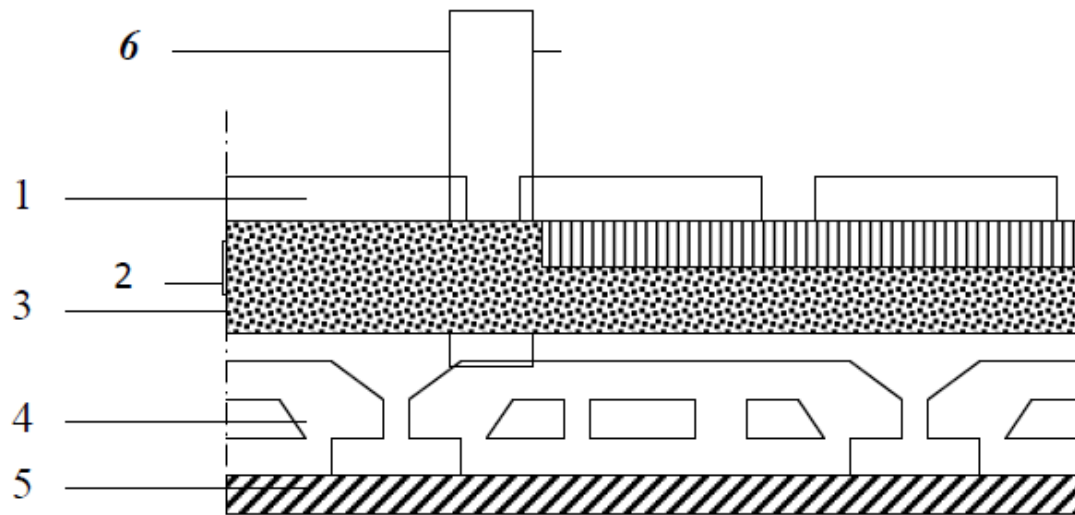


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Couche de sable	0,03	18	0.54
4. Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0.20	14	2.80
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6. Mur intérieur	0.10	9	0.90
$G_{\text{totale}} = \sum G_i$			5.24 kN/m²

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

B-2 Dalle pleine

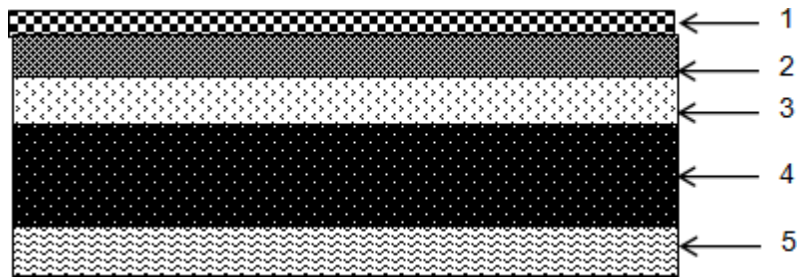


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher en dalle pleine.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,02	19	0.38
4. Dalle pleine	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.02	20	0.40
$G_{\text{totale}} = \sum G_i$			5.33 kN/m ²

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments de Dalle pleine.

C- Maçonnerie

➤ **Murs extérieurs**

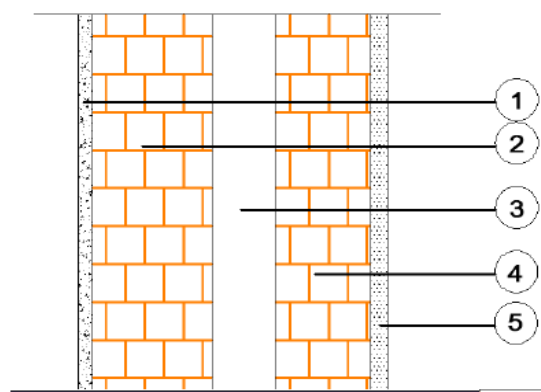


Figure II.4: Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Enduit au mortier de ciment	0.02	20	0.40
2. Cloison en briques creuses (8 trous)	0.10	9	0.90
3. Lambe d'air	0.05	/	/
4. Cloison en briques creuses (12 trous)	0.15	8.67	1.30
5. Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.20
$G_{\text{totale}} = \sum G_i$			2.80 kN/m²

Tableau II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs

❖ Murs intérieurs :

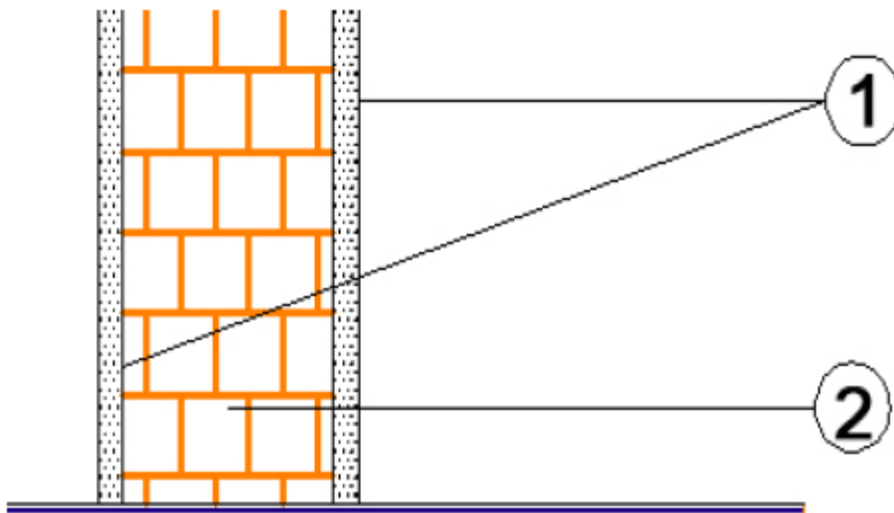


Figure II.5: Coupe verticale d'un mur intérieur

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2. Brique creuse	0.10	9	0.90
3. Enduit en pâtre	0.02	10	0.20
$G_{\text{totale}} = \sum G_i$			1.30 kN/m²

Tableau II.5 : Charges revenant aux murs intérieurs

❖ Surcharges d'exploitation :

Élément	Surcharge (Q) [kN/m ²]
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher entresol et RDC (locaux, bureaux)	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.

II -5 Descente de charge

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprise, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie : charge permanente G et charge d'exploitation Q.

➤ **Surface d'influence**

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

1.725	<i>S1</i>	<i>PS</i>	<i>S2</i>
0.25	<i>PP</i>		<i>PP</i>
1.725	<i>S3</i>	<i>PS</i>	<i>S4</i>
	1.95	0.25	1.525

Figure II.6: Surface d'influence.

$$S1 + S2 + S3 + S4 = 3.3637 + 2.6306 + 3.3637 + 2.6306 = 11.98 \text{ m}^2$$

➤ **Surface nette**

$$S_n = 11.98 \text{ m}^2$$

➤ **Surface brute**

$$S_b = 3.70 \times 3.675 = 13.59 \text{ m}^2$$

A-Poids propre des éléments

➤ **Poids du plancher**

$$P = G_{cc} \times S_{cc}$$

• **Plancher terrasse :**

$$P_{\text{terrasse}} = 5.68 \times 11.98 \Rightarrow P_{\text{terrasse}} = 68.05$$

• **Plancher étage courant :**

$$P = 5,24 \times 11.98 \Rightarrow P = 62.77$$

➤ **Poids des poutres**

• **Poutres principales :**

$$P_{PP} = 0.35 \times 0.25 \times 25 \times 3.675 = 8.04 \text{ KN}$$

• **Poutres secondaires :**

$$P_{PS} = 0,35 \times 0,25 \times 25 \times 3.70 = 8.09 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres est : $P_{\text{tot}} = 16.13 \text{ KN}$

➤ **Poids des Poteaux**

• **Poteau RDC :**

$$G_{p \text{ RDC}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times (4.08) = 6.375 \text{ KN}$$

• **Poteau étage courant :**

$$G_{p \text{ étage}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times (3.06) = 4.781 \text{ KN}$$

B- Surcharges d'exploitation

• **Plancher terrasse :**

$$Q_6 = 1.00 \times 11.98 = 11.98 \text{ KN}$$

• **Plancher étage courant:**

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_5 = 1.50 \times 11.98 = 17.97 \text{ KN}$$

• **Plancher du RDC :**

$$Q_0 = 2.5 \times 11.98 = 29.95 \text{ KN}$$

C- Calcul des surcharges d'exploitation cumulé selon la 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. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette Loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose structure étudiée $n=5 \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

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

Q_0 : Surcharges d'exploitation à la terrasse

Q_i : Surcharges d'exploitation à l'étage i

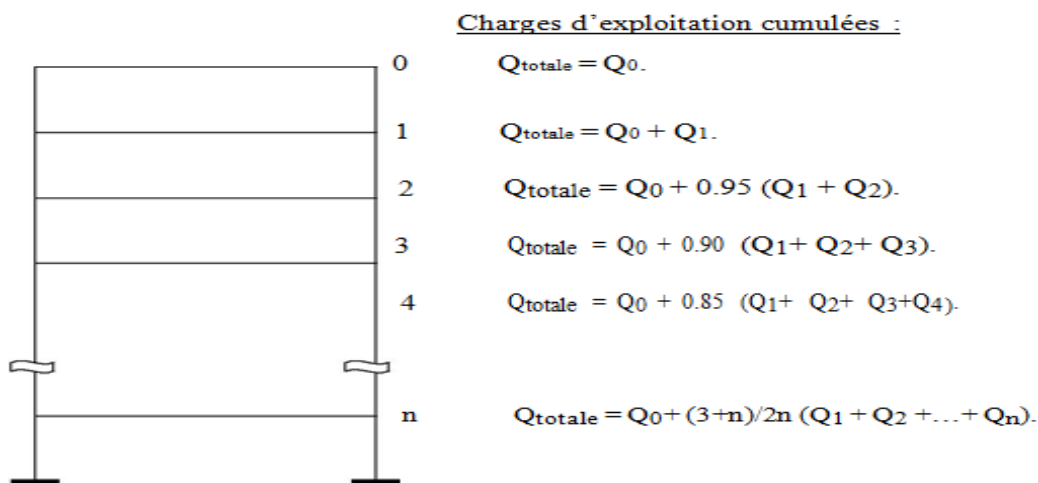


Figure. II.6: Charges d'exploitation cumulées-

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

➤ **Coefficients de dégression de surcharges**

n	0	1	2	3	4	5	6
niveau	6	5	4	3	2	1	RDC
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de surcharges

➤ **Surcharges d'exploitation cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

Niv 06 : $Q_0 = 11.98 \text{ KN}$.

Niv 05 : $Q_0 + Q_1 = 11.98 + 17.97 = 29.95 \text{ KN}$.

Niv 04 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.98 + 0.95(17.97 \times 2) = 46.123 \text{ KN}$

Niv 03 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.98 + 0.9(17.97 \times 3) = 60.5 \text{ KN}$.

Niv 02 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.98 + 0.85 (17.97 \times 4) = 73.078 \text{ KN}$

Niv 01 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.98 + 0.80 (17.97 \times 5) = 83.86 \text{ KN}$

niveau	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitatin [kN]		Efforts Normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm]	Section adoptée
	Poids des Planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Gtotale	Gc	Qi	QC			
5	68.05	16.13	4.78	88.96	88.96	11.98	11.98	100.94	$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_c 28}$ 134.58	25×25
4	62.77	16.13	4.78	83.68	172.64	17.97	29.95	202.59	270.12	25×25
3	62.77	16.13	4.78	83.68	256.32	17.97	46.123	302.44	403.25	30×30
2	62.77	16.13	4.78	83.68	340	17.97	60.5	400.5	534	30×30
1	62.77	16.13	4.78	83.68	423.68	17.97	73.078	496.75	662.33	35×35
RDC	62.77	16.13	6.37	85.27	508.95	29.95	83.86	592.81	790.41	35×35

II.8 Tableau : récapitulatif de la descente de charge

D'où les sections adoptées sont :

- -RDC, niveau 1 $\Rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$,
- Niveau 2, 3 $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$,
- Niveau 4,5 $\Rightarrow (25 \times 25) \text{ cm}^2$,

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on a majoré les Sections des poteaux.

II.6 Vérification :

A- Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1)

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

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Avec $h_e = \text{hauteur d'étage} - \text{hauteur du poteau}$

Conditions exigées par le RPA	Poteaux	Valeur calculée	Vérification
$\min (b, h) \geq 25$ $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etage (4-5) (25x25)	$\min (b, h) = 25$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306-25}{20} = 14.05$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = \frac{25}{25} = 1$	Condition vérifiée
	Etage (2-3) (30x30)	$\min (b, h) = 30$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306-30}{20} = 13.8$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1$	Condition vérifiée
	RDC ; 1 ^{er} étage (35x35)	$\min (b, h) = 35$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{408-35}{20} = 18.65$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1$	Condition vérifiée

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

B- Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure élastique qui pour échapper à une charge importante exploite un mode de déformation non sollicité, opposant moins de raideur à la charge. La notion de flambement s'applique généralement à des poutres élancées qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion) ; mais elle peut aussi s'appliquer par exemple à des lames de ressort sollicitées en flexion qui se déversent en torsion pour échapper à la charge.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

- ✓ λ : Élancement du poteau.
- ✓ L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,7L_0$, donnée par l'article **B.8.3, 3 du BAEL 91**).
- ✓ L_0 : Longueur libre du poteau.
- ✓ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).
- ✓ I : Moment d'inertie du poteau ($I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12}$; $I_{yy} = \frac{b^3 \cdot h}{12}$)
- ✓ S : Section transversale du poteau ($S = b \cdot h$; pour une section rectangulaire : $S = (b \times h)$).

$$\text{D'où : } \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

ETAGE	b(cm)	h(cm)	I (cm ⁴)	Section des poteaux (cm ²)	i_{\min} (cm ²)	L_0 (cm)	$L_f = 0.7 L_0$ (cm)	λ	Observation
4-5	25	25	32552.083	625	7.22	306	214.2	29.67	Condition vérifiée
2-3	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	Condition vérifiée
1	35	35	125052.083	1225	10.10	306	214.2	21.21	Condition vérifiée
RDC	35	35	125052.083	1225	10.10	408	285.6	28.28	Condition vérifiée

Tableau II.10 : vérifications de flambement des poteaux

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

II.7 Conclusion :

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

Hauteur du plancher corps creux	ht=1(16+4)	
Epaisseur de la dalle pleine	e=15cm	
Epaisseur des voiles	e=20cm	
Section des poutres	Poutre principale	(35×25) cm ²
	Poutre secondaire	(35×25) cm ²
Section des poteaux	RDC et étages (1)	(35×35) cm ²
	étages (2 ;3)	(30×30) cm ²
	étages (4; 5)	(25×25) cm ²

Tableau II.11: récapitulatif des résultats

II.7 Pré Dimensionnement des voiles

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

D'après l'article (7.7.1 /RPA 99 / modifié 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieur à sa largeur ($L \geq L_{\min} = 4a$).

Avec :

- ✓ L_{\min} : longueur min des voiles
- ✓ a : épaisseur des voiles

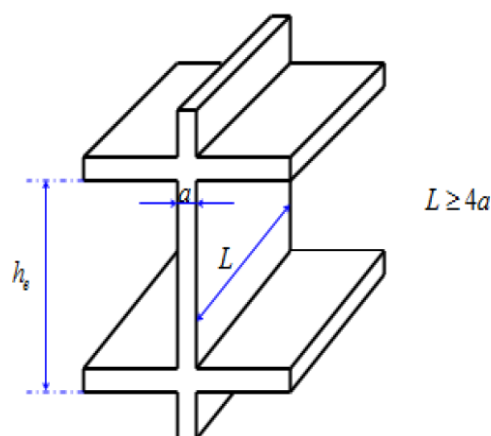
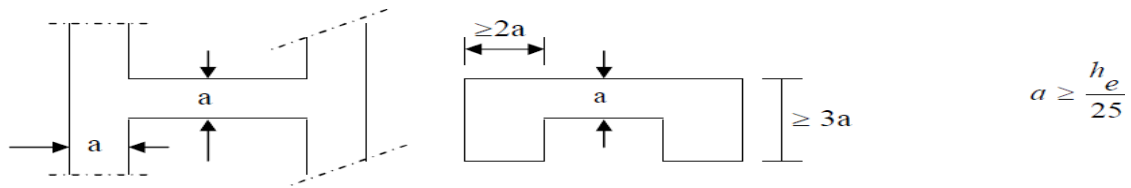


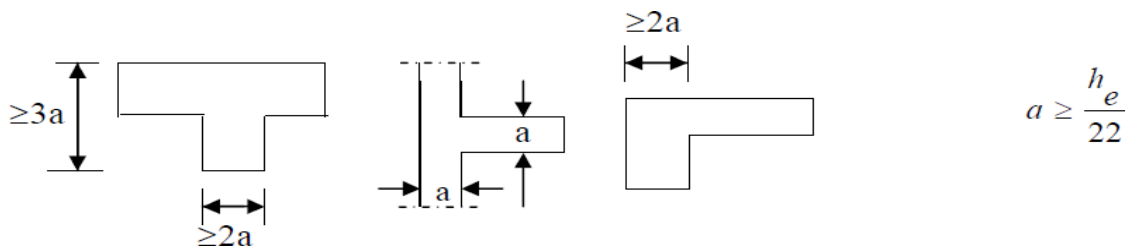
Figure II.7: Coupe d'un voile en élévation-

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15c

Le 1^{er} cas :



Le 2^{ème} cas :



Le 3^{ème} cas :



Figure II.8 : Coupe de voile en plan-

$$a = \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

Dans notre cas:

RDC:

$$h_{e \max} = \text{hauteur d'étage} - \text{hauteur ps} = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$a = \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$a = \max (373 / 25, 373 / 22, 373 / 20) = (14.92; 16.95; 18.65)$$

$$a = 18.65 \text{ cm} \quad \text{on prend } a = 20 \text{ cm}$$

Étage courant:

$$h_e = 306 - 35 = 271$$

$$a \geq 271 / 20 = 13.55 \text{ cm} \quad \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$

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 : $L \geq L_{\min} = 4a \rightarrow L \geq L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ Donc : $L = 80 \text{ cm}$

Chapitre III :
Calcul des éléments non structuraux

Introduction :

Les éléments non structuraux n'ont pas de fonctions porteuses ou de contreventement mais peuvent modifier considérablement le comportement de la structure, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; nous pourrions donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL91 modifié99, CBA93 et le RPA99 version 2003.

III.1. Planchers

III.1.1. Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont Préfabriquées, disposées suivant le sens de la petite travée et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, elles assurent une fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65cm
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

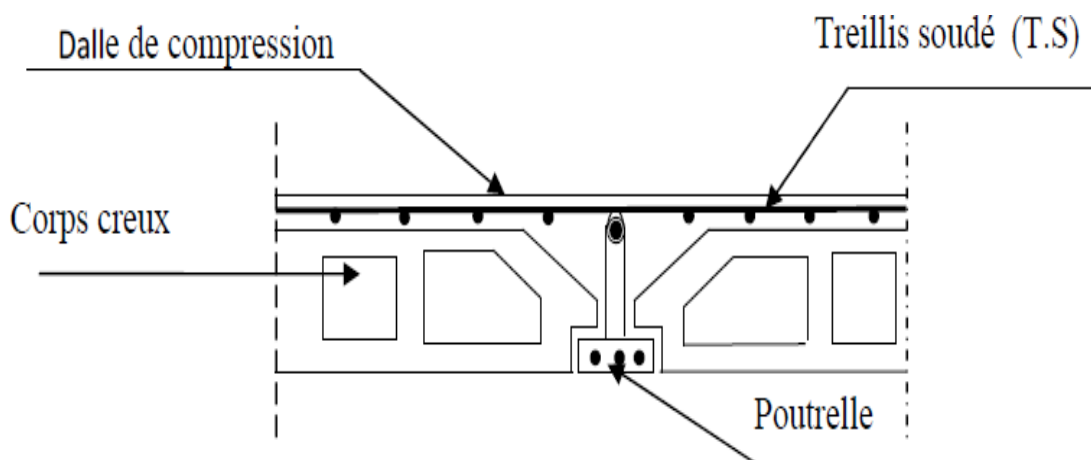


Figure. 1 : Schéma d'un plancher en corps creux

III.1.2. Calcul de la dalle de compression [BAEL 91/B.6.8,423]

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ❖ Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur :

$$50 < L_x < 80\text{cm}$$

Où L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm.

a) Armatures \perp aux poutrelles :

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

Soit : $A_{\perp} = 5 \text{ HA4} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Avec $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures //aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 4 \text{ HA4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Avec $St = 25 \text{ cm}$.

❖ Conclusion :

On adoptera un treillis soudé (TLE 520)

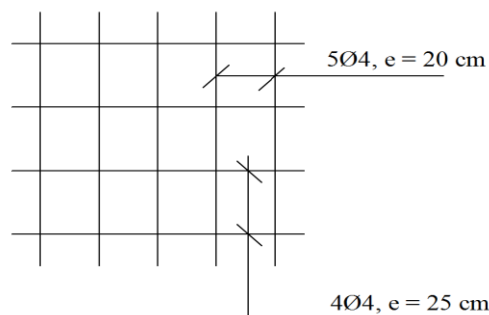


Figure II.1.2 : Treillis soudé de 20x20 cm

III.1.3. Calcul des poutrelles :

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

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

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

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

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

$$G = 0,74 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L = 3.70 \text{ m}$).

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.70^2}{8} = 4.28 \text{ kN.m}$$

➤ L'effort tranchant max :

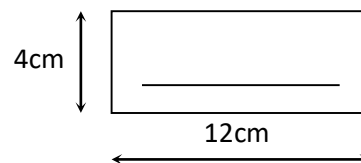
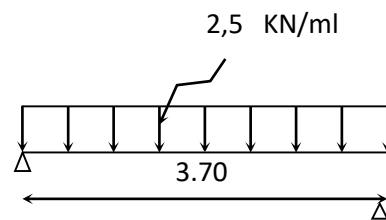
$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.70}{2} = 4.62 \text{ kN}$$

➤ Ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.28 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.279 \gg \gg 0.392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



❖ Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des Armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais Intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de Compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, Partiellement encadrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et Surcharges revenant au plancher.

➤ **Dimensions de la poutrelle** [B.A.E.L /Art A.4.1, 3]

$h = 16 + 4 = 20$ Hauteur de la poutrelle.

$h_o = 4$ cm..... Hauteur de la dalle de compression.

$b_o = 12$ cm..... Largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \min\{L_o / 2; L / 10; 8 \times h_o\}$$

D'ou $b_1 \leq \min\{53 / 2370 / 10 ; 8 \times 4\}$

$$b_1 \leq \min\{26.5; 37; 32\}$$

Donc $b_1 = 26.5$ cm

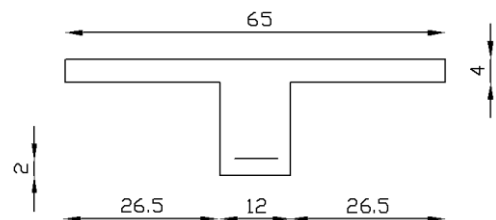


Figure : Les poutrelles

On a : $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65$ cm; $b = 65$ cm

➤ **Charges et surcharges :**

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5.24 \times 0,65 = 3,41$ KN/ml
- Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ KN/ml
- $qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,41) + 1,5 (0,975) = 6,06$ KN/ml

➤ **Méthode de calcul :**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

❖ **Méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée

Forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé

Isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Conditions d'application :**

1/ La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m².

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

$$2G = 2 \times 5.24 = 10.48 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \text{ kn/m}^2 < 2G \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2/ La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

3/ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.10}{3.70} = 0.84 \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.70}{3.70} = 1 \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.70}{3.10} = 1.19$$

⇒ **Condition vérifiée**

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

C) Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$ dont « l » longueur entre nus d'appuis
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) \quad M_t \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

- $M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2}$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$ Dans une travée de rive.

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

:

0.6 M_0 pour une poutre de 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 les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de

trois travées.

D) Calcul des rapports des charges :

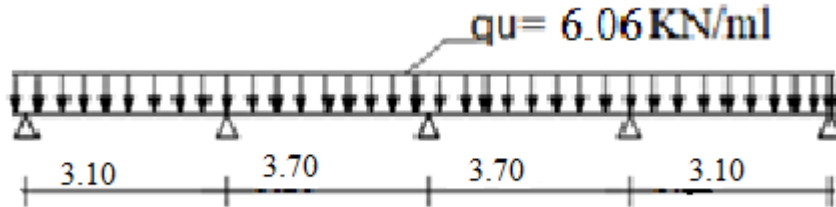
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.24} = 0.22$$

	Travée intermédiaire		Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.22	1.066	0.533	0.633

❖ Etude du cas 1 : (1 er , 2,3,4 et 5 -ème étage)

➤ Calcul des moments :

1. Schéma statique de calcul :



2. Calcul des moments isostatique :

• En travée :

$$M_o = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E
L(m)	3.10	3.70	3.70	3.10
M _o	7.28	10.37	10.37	7.28

• En appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_{0\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	2.18	5.18	4.14	5.18	2.18

3. Calcul des moments en travées :

- Travée de rive A – B :

$$M_{tAB} \geq \text{Max}\left\{ (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{MA+MB}{2}; 1.05 M_{01} - \frac{MA+MB}{2} \right\}$$

$$M_{tAB} \geq 1.066 * 7.28 - \frac{2.18+5.18}{2} = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.633 * 7.28 = 4.60 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 4.60 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaire B – C :

$$M_{tBC} \geq \text{Max}\left\{ (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{MB+MC}{2}; 1.05 M_{02} - \frac{MB+MC}{2} \right\}$$

$$M_{tBC} \geq 1.066 * 10.37 - \frac{5.18+4.14}{2} = 6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.533 * 10.37 = 5.52 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 6.39 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaire C- D :

$$M_{tCD} \geq \text{Max}\left\{ (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{MC+MD}{2}; 1.05 M_{03} - \frac{MC+MD}{2} \right\}$$

$$M_{tCD} \geq 1.066 * 10.37 - \frac{4.14+5.18}{2} = 6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.533 * 10.37 = 5.52 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tCD} = 6.39 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaire D - E :

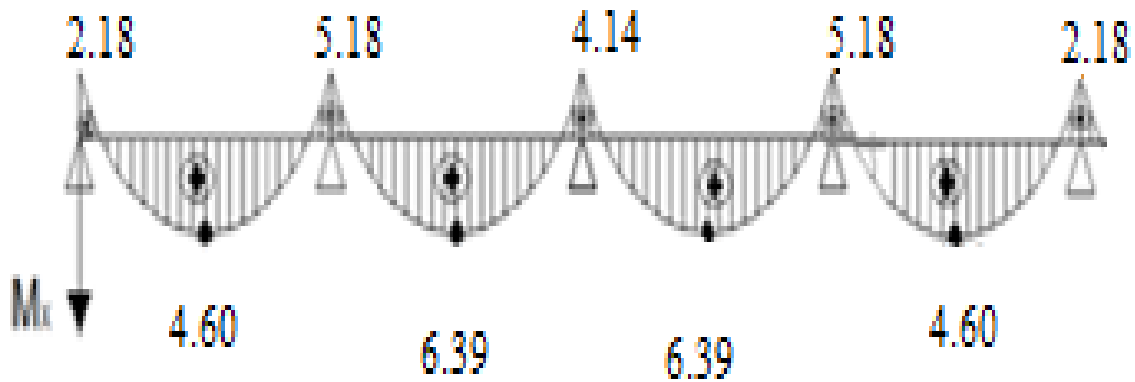
$$M_{tDE} \geq \text{Max}\left\{ (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{MD+ME}{2}; 1.05 M_{04} - \frac{MD+ME}{2} \right\}$$

$$M_{tDE} \geq 1.066 * 7.28 - \frac{5.18+2.18}{2} = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.633 * 7.28 = 4.60 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 4.60 \text{ KN.m}$

4. Diagramme des moments fléchissant :



5. Calcul de l'effort tranchants :

$$T_W = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2} \quad ; \quad T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

- La travée A - B :

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{l} + \frac{q_U l_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{(-5.18) - (-2.18)}{3.10} + \frac{6.06 \cdot 3.10}{2} = 8.42 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{M_B - M_A}{l} - \frac{q_U l_{AB}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-5.18) - (-2.18)}{3.10} - \frac{6.06 \cdot 3.10}{2} = -10.36 \text{ KN}$$

- La travée B- C :

$$T_B = \frac{M_C - M_B}{l} + \frac{q_U l_{BC}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-4.14) - (-5.18)}{3.70} + \frac{6.06 \cdot 3.70}{2} = 11.49 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_C - M_B}{l} - \frac{q_U l_{BC}}{2}$$

$$T_C = \frac{(-4.14) - (-5.18)}{3.70} - \frac{6.06 \cdot 3.70}{2} = -10.92 \text{ KN}$$

- La travée C-D :

$$TC = \frac{MD-MC}{l} + \frac{qUl_{CD}}{2}$$

$$TC = \frac{(-5.18)-(-4.14)}{3.70} + \frac{6.06*3.70}{2} = 10.92 \text{ KN}$$

$$TD = \frac{MD-MC}{l} - \frac{qUl_{CD}}{2}$$

$$TD = \frac{(-5.18)-(-4.14)}{3.70} - \frac{6.06*3.70}{2} = - 11.49 \text{ KN}$$

- La travée D-E :

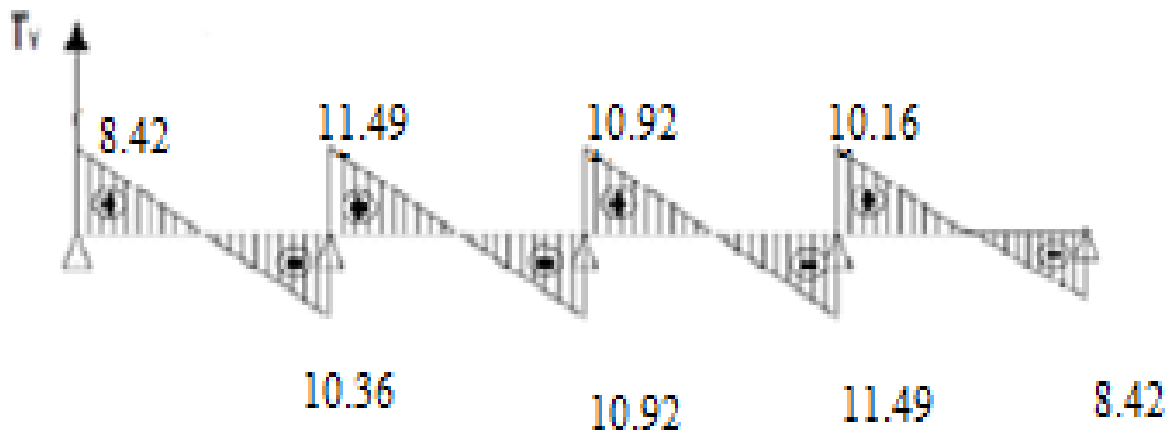
$$TD = \frac{ME-MD}{l} + \frac{qUl_{DE}}{2}$$

$$TD = \frac{(-2.18)-(-5.18)}{3.10} + \frac{6.06*3.10}{2} = 10.16 \text{ KN}$$

$$TE = \frac{ME-MD}{l} - \frac{qUl_{DE}}{2}$$

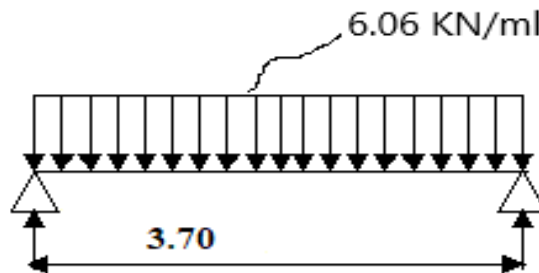
$$TE = \frac{(-2.18)-(-5.18)}{3.10} - \frac{6.06*3.10}{2} = - 8.42 \text{ KN}$$

6. Diagramme des efforts tranchants :



❖ Etude de cas 2 ; (1 er, 2,3,4 et 5 ème étage)

1. Schéma statique



2. Calcul des moments isostatique :

- En travée :

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

Travée	B – C
L(m)	3.70
M ₀	10.37

- En appuis :

$$M_{appuis} = \beta M_{0max}$$

Appuis	B	C
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.3
M _{appuis}	3.11	3.11

3. Calcul des moments en travées :

- Travée B – C :

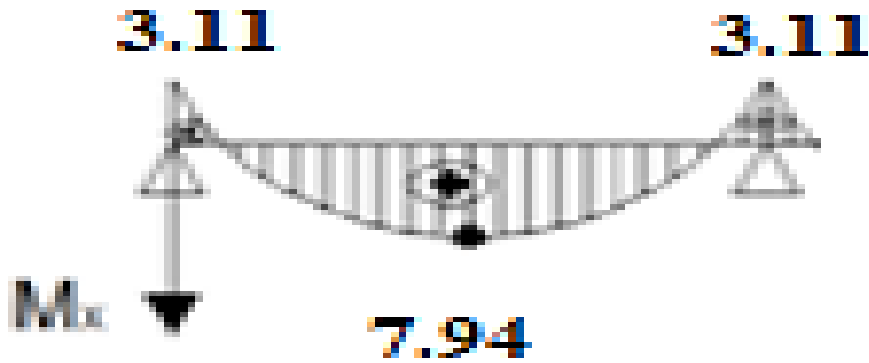
$$M_{IBC} \geq \text{Max} \left\{ (1 + 0.3\alpha) M_{02} - \frac{MB+MC}{2} ; 1.05 M_{02} - \frac{MB+MC}{2} \right\}$$

$$M_{IBC} \geq 1.066 * 10.37 - \frac{3.11+3.11}{2} = 7.94 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.633 * 10.37 = 6.56 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 7.94 \text{KN.m}$

4. Diagramme des moments fléchissant :



5. Calcul de l'effort tranchants :

- La travée B- C :

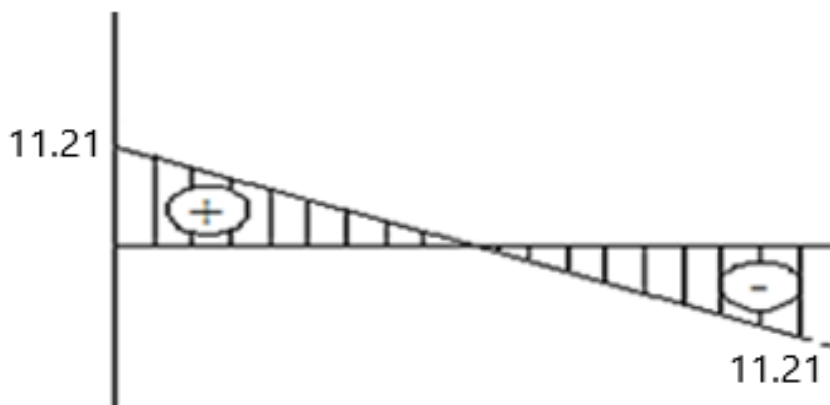
$$T_B = \frac{M_C - M_B}{l} + \frac{q_U l_{BC}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-3.11) - (-3.11)}{3.70} + \frac{6.06 * 3.70}{2} = 11.21 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_C - M_B}{l} - \frac{q_U l_{AB}}{2}$$

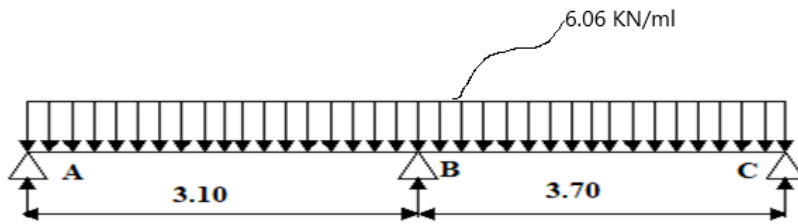
$$T_C = \frac{(-3.11) - (-3.11)}{3.70} - \frac{6.06 * 3.70}{2} = -11.21 \text{ KN}$$

6. Diagramme des efforts tranchants :



❖ Etude du cas 3 ; (RDC)

1. Schéma statique :



2. Calcul des moments isostatique :

- En travée :

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C
L(m)	3.10	3.70
M ₀	7.28	10.37

- En appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_{0\text{max}}$$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.6	0.3
M _{appuis}	2.18	6.22	3.11

3. Calcul des moments en travées :

- Travée A - B :

$$M_{\text{LAB}} \geq \text{Max} \left\{ (1 + 0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} ; 1.05 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \right\}$$

$$M_{\text{LAB}} \geq 1.066 * 7.28 - \frac{2.18 + 6.22}{2} = 3.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.633 * 7.28 = 4.60 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 4.60 \text{ KN.m}$

• Travée B – C :

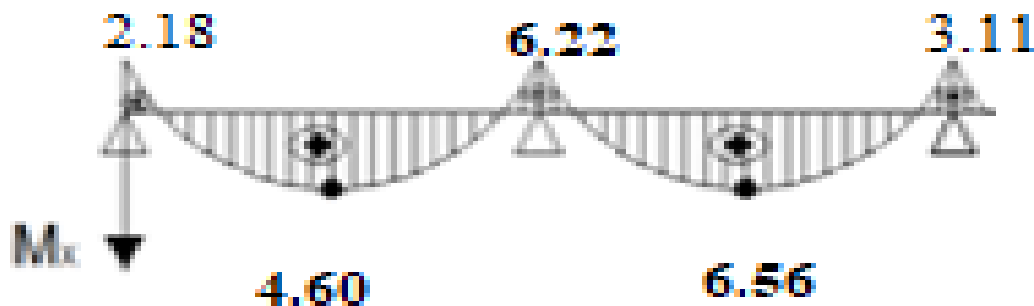
$$M_{tBC} \geq \text{Max} \left\{ (1 + 0.3\alpha) M_{02} - \frac{MB+MC}{2}; 1.05 M_{02} - \frac{MB+MC}{2} \right\}$$

$$M_{tBC} \geq 1.066 * 10.37 - \frac{6.22+3.11}{2} = 6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.633 * 10.37 = 6.56 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 6.56 \text{ KN.m}$

4. Diagramme des moments fléchissant :



5. Calcul de l'effort tranchants :

• La travée A – B :

$$T_A = \frac{MB-MA}{l} + \frac{qUl_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{(-6.22) - (-2.18)}{3.10} + \frac{6.06 * 3.10}{2} = 8.09 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{MB-MA}{l} - \frac{qUl_{AB}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-6.22) - (-2.18)}{3.10} - \frac{6.06 * 3.10}{2} = -10.69 \text{ KN}$$

- La travée B- C :

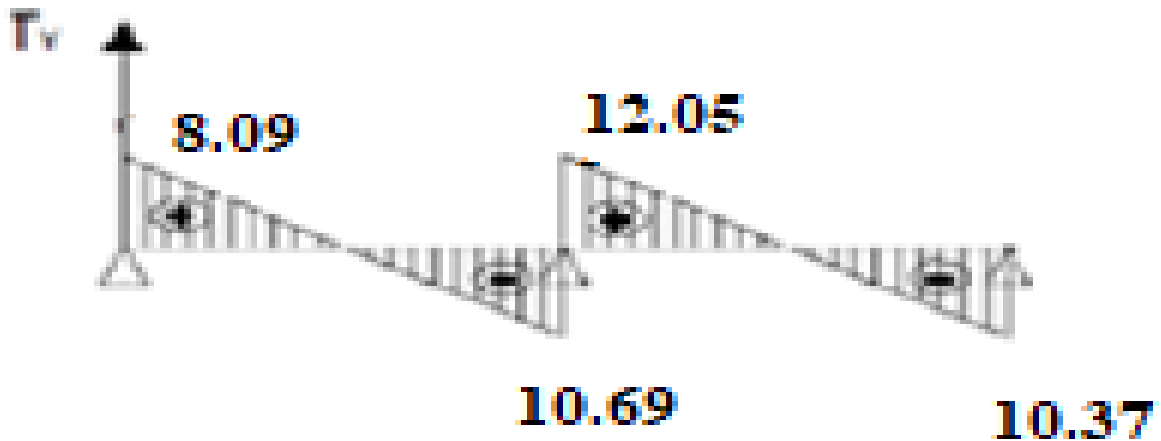
$$T_B = \frac{M_C - M_B}{l} + \frac{q_U l_{BC}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-3.11) - (-6.22)}{3.70} + \frac{6.06 \cdot 3.70}{2} = 12.05 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_C - M_B}{l} - \frac{q_U l_{AB}}{2}$$

$$T_C = \frac{(-3.11) - (-6.22)}{3.70} - \frac{6.06 \cdot 3.70}{2} = -10.37 \text{ KN}$$

6. Diagramme des efforts tranchants :



III.1.4. Ferrailage :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

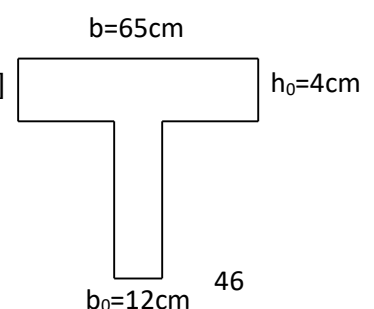
- $M_t \text{ max} = 7.94 \text{ KN.m}$
- $M_a \text{ max} = 6.22 \text{ KN.m}$

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

$$b = 65\text{cm}; \quad b_0 = 12\text{cm}; \quad h_0 = 4\text{cm}.$$

Le moment équilibré par la table est :

- $M_{\text{table}} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5 h_0) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)]$
- $M_{\text{table}} = 59,072 \text{ KN.m}.$



$M_{\text{table}} > M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc, nous aurons à calculer une section rectangulaire de section (**b x h**).

➤ **En travées :**

$$M_{\text{max}}^T = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.94 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.026 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.026 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_{\text{max}}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.94 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 2HA10 $\Rightarrow A_{tp} = 1.57 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis :**

$$M_a \text{ max} = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.22 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0.112 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.112 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,940$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.22 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature: 1HA10 + 1HA10 chapeau $\Rightarrow A_{Ap} = 1.56 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales (art. A.7,2.2 / BAEL 91) :**

Diamètre des armatures transversales (**Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99**).

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}; 8; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 8; 12) \Rightarrow \phi = 0.57 \text{ mm.}$$

On opte pour une section d'armature 2HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 1.57 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\emptyset 6$.

➤ **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Remarque : Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à L'ELU :**

A) Condition de non fragilité :

➤ **En travée :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{td} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte tangentielle :(Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{12.05 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,558 \text{MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{sc}$: contrainte limite d'adhérence

➤ En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.05 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,184 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,184 \text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

n : nombre des barres

ϕ : Diamètre d'une barre

➤ Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 10 = 31,40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.05 \times 10^3}{0,9 \times 31,4 \times 180} = 2,368 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2,368 \text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D) Calcul des scellements droits : (art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

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

Soit un crochet de : $La = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 \longrightarrow La = 14.1 \text{ cm}$

E) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec: } a = 0.9d$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times \frac{25}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

12.05N < 129.6 KN **Condition vérifiée.**

F) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $Aa \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

$$Aa = 1.56 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (12.05 + \frac{6.22}{0.9 \times 0.18})$$

$Aa = 1.56 \geq 1.45$ **Condition vérifiée.**

Conclusion : Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

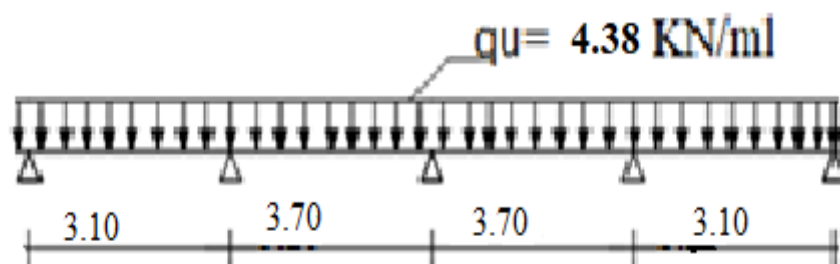
$$q_s = G + Q = 3.41 + 0.975 = 4.38 \text{ KN / ml}$$

$$q_s / q_u = 4.38 / 6.06 = 0.723$$

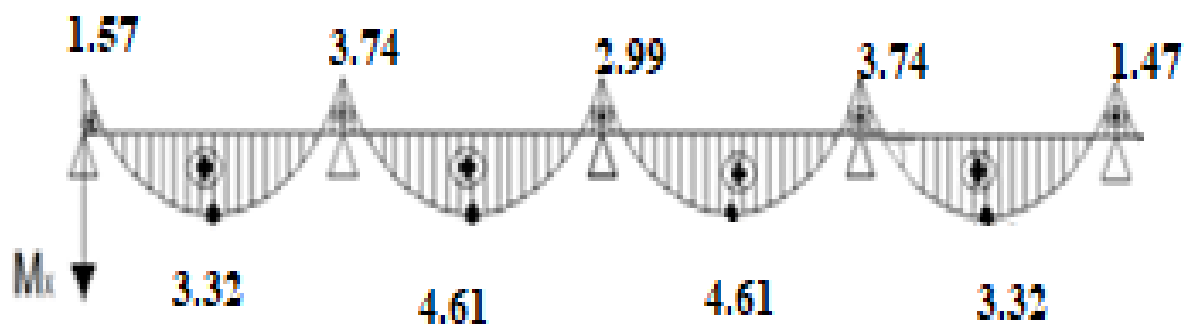
$$M_s = 0,723 M_u$$

❖ CAS 1; (1 er, 2,3,4 et 5 ème étage)

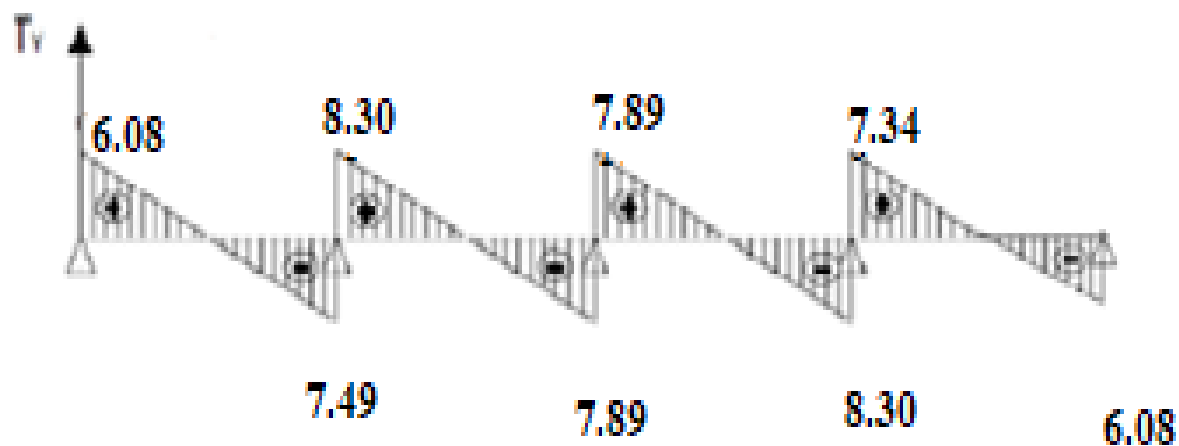
1. Shema statique:



2. Diagramme des moments fléchissant :

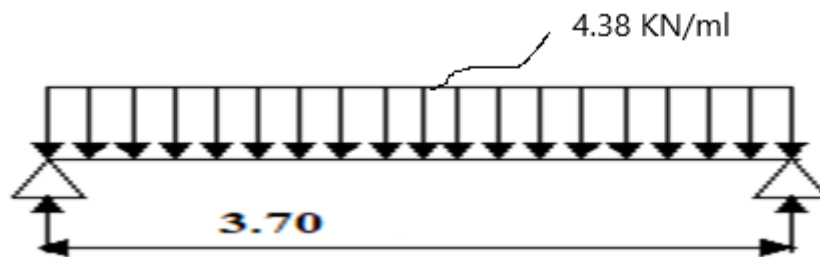


3. Diagramme des efforts tranchants :

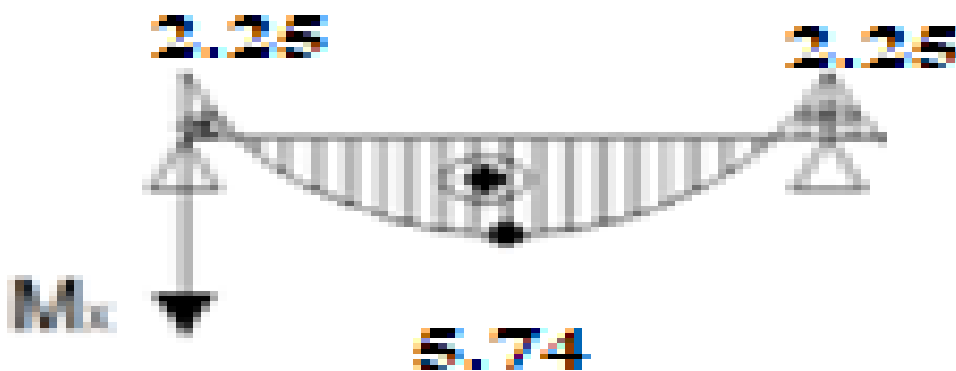


❖ CAS 2 ; (1 er, 2,3,4 et 5 ème étage)

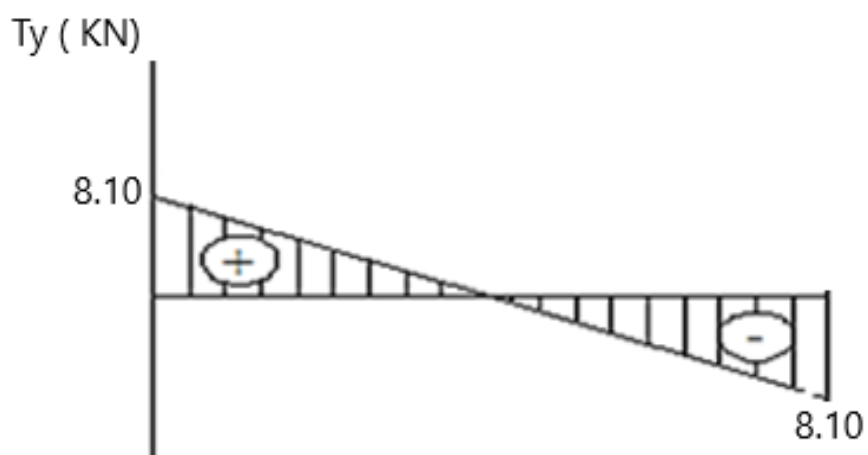
1.Schéma statique :



2. Diagramme des moments fléchissant :

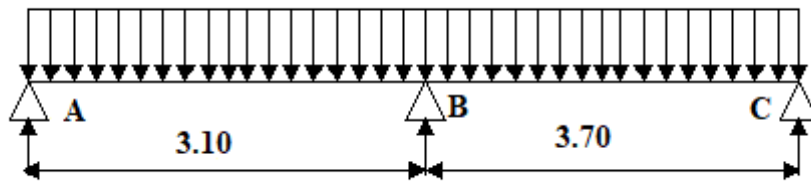


3.Diagramme des efforts tranchants :

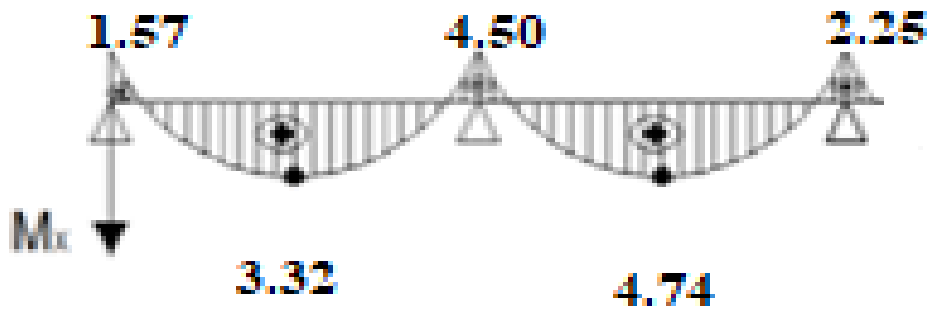


❖ CAS 3 ; (RDC) :

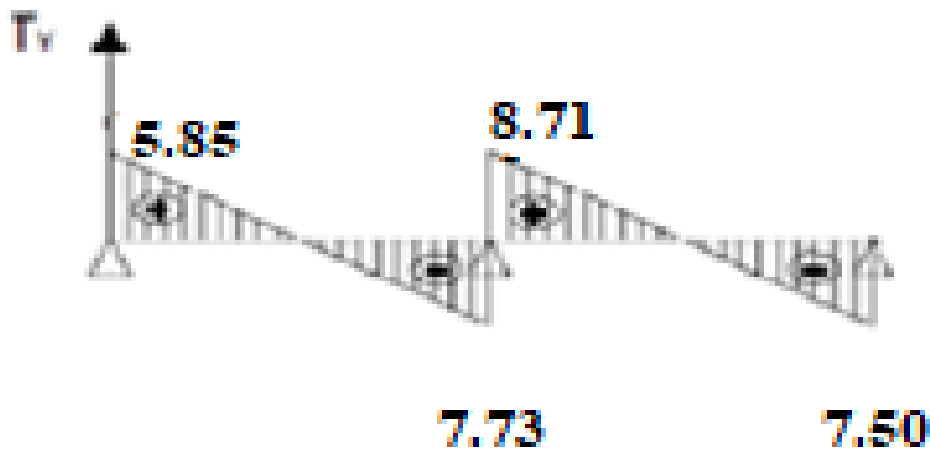
1. Schéma statique :



2. Diagramme des moments fléchissant :



3. Diagramme des efforts tranchants :



4). Moments fléchissant :

- Sur appuis..... $M_{a \max} = 4.50 \text{ KN.m}$.
- En travées..... $M_{t \max} = 5.74 \text{ KN.m}$.
- Efforts tranchants $T_{\max} = 8.71 \text{ KN}$.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Dans le béton

➤ Aux appuis :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 1.56 \text{ cm}^2 ; M_{max}^a = 4.50 \text{ KN.m ; } d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.56}{12 \times 18} = 0.722$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31.08 \\ \beta_1 = 0.8915 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.50 \times 10^3}{0.8915 \times 18 \times 1.56} = 179.76 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31.08} = 0,027$$

$$\sigma_{bc} = 0,027 \times 179.76 = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ En travée :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 1.98 \text{ cm}^2 ; M_{tmax} = 5.74 \text{ KN.m ; } d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.98}{12 \times 18} = 0.916$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 22.17 \\ \beta_1 = 0.8655 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.74 \times 10^3}{0.8655 \times 18 \times 1.98} = 186.08 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 186.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22.17} = 0.045$$

$$\sigma_{bc} = 0,045 \times 186.08 = 8.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

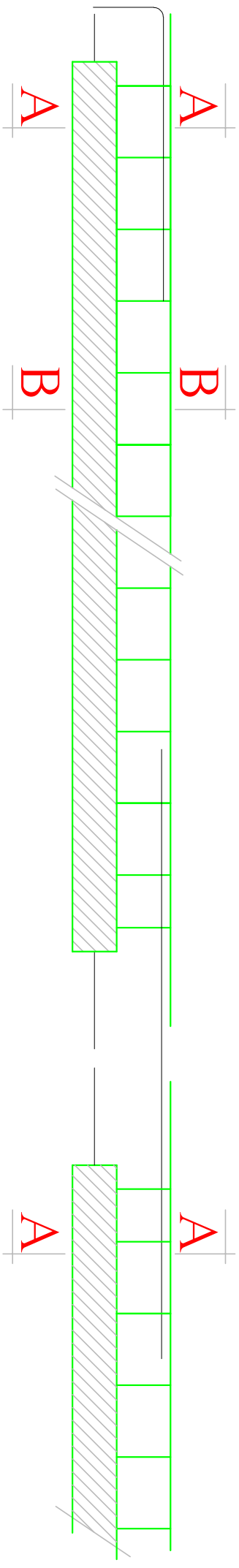
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,38 \times \frac{3,7^2}{8} = 7,49 \text{ KN m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,98}{12 \times 18} = 0,009 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{5,74}{15 \times 7,49} = 0,051 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

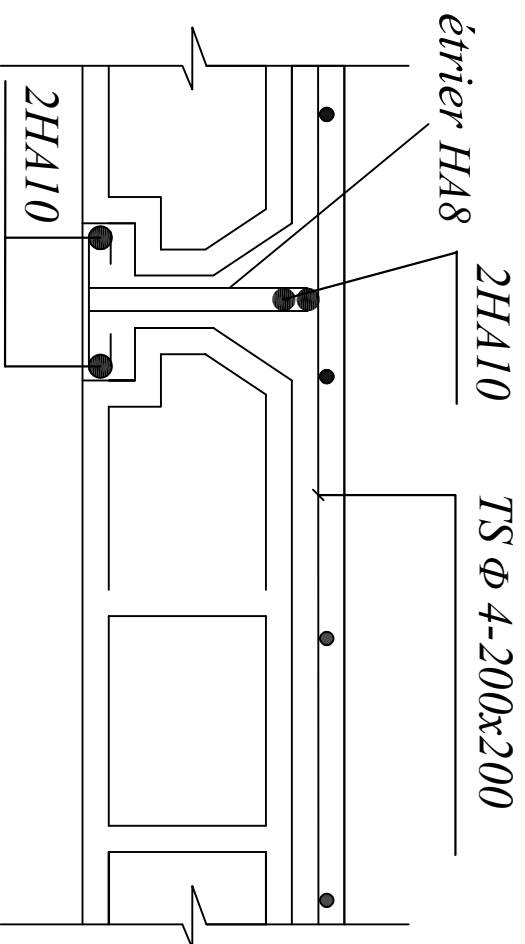
Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

❖ Conclusion :

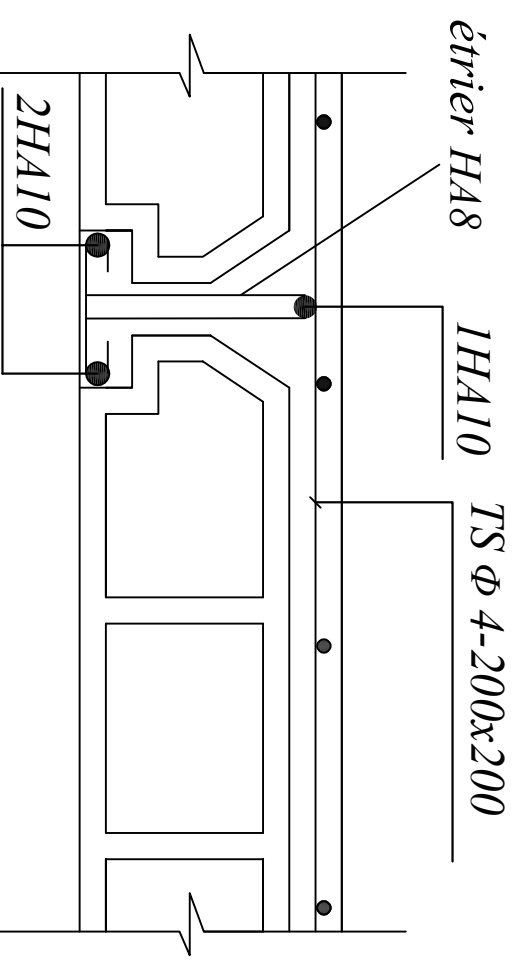
- Armatures longitudinales :
 - En travée : 2HA10
 - Aux appuis : 1HA10+1HA10 chapeau
- Armatures transversales : Etrier HA8
- Treillis soudé : TS Ø4 – 200 * 200



Coupe A - A



Coupe B - B



III.2. L'acrotère :

III.2.1: Définition :

L'acrotère est une murette en béton armé coulée sur place au plancher terrasse ayant comme rôle de protection du linge qui sépare la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère de point de vue de calcul est assimilée à une console encastrée à la base dans le plancher terrasse, elle est sollicitée par un effort normale de compression dû à son poids propre, à une surcharge concentrée due à la main courante.

La terrasse est inaccessible, nous adopterons les dimensions indiquées sur la figure.

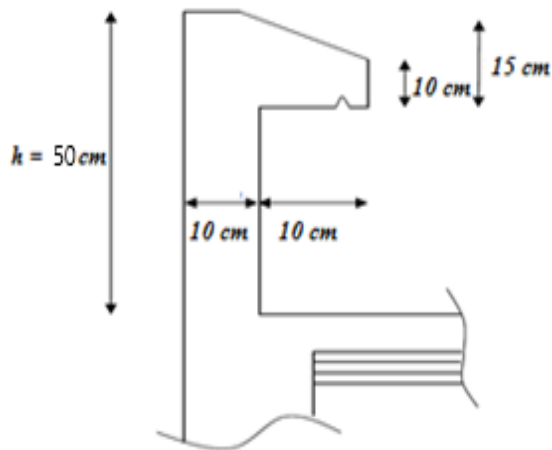


Figure III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère

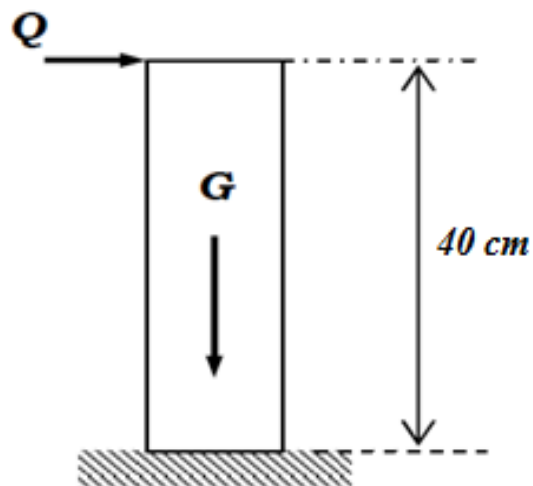


Figure III.2.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.2.3. Dimensionnement :

- Hauteur= 50 cm.
- Epaisseur=10cm
- La surface : $S=[(50 \times 10) + (10 \times 10) + ((10 \times 5) / 2)] = 625 \text{ cm}^2 = 0.0625 \text{ m}^2$
- L'enrobage : $c=c'=3\text{cm}$

III.2.4. Calcul des efforts internes

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \times 1 \text{ m}$

ρ : masse volumique du béton ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$).

S : section longitudinale de l'acrotère. $S= 0.0625\text{m}^2$.

D'où : $G = 0.0625 \times 25 = 1.5625 \text{ KN/m}$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des sollicitations

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0.50 \times 1\text{ml} = 0.50 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ kN}$$

- Effort normal du au poids propre G :

$$N = G \times 1\text{ml} = 1.5625\text{KN}$$

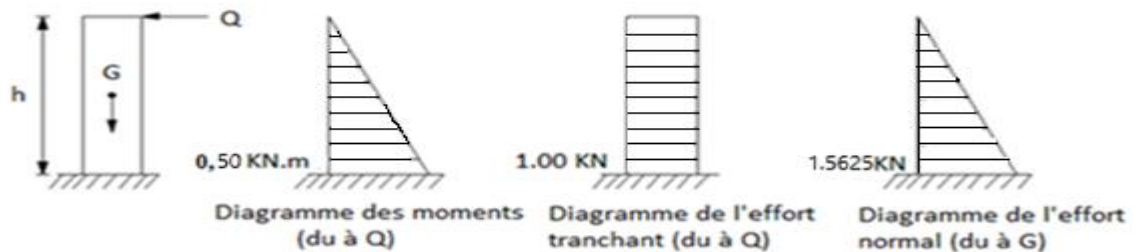


Figure III.2.3 : Diagrammes des efforts internes.

III.2.5. Combinaison des charges :

- A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$
 - L'effort normal: $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.5625 = 2.11 \text{ kN}$
 - l'effort tranchant: $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$
 - Moment de flexion : $M_u = 1.5 MQ = 1.5 \times 0.50 \times 1 = 0.75 \text{ kN.m}$

- A l'ELS : $q_u = G + Q$
 - L'effort normal : $N_s = G = 1.5625 \text{ kN}$
 - L'effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ kN}$
 - Moment de flexion : $M_s = MQ = 0.50 \text{ kN.m}$

	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)
ELU	2.11	1.5	0.75
ELS	1.5625	1	0.5

Tableau III.2.1 : Calcul des sollicitations

III.2.6. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

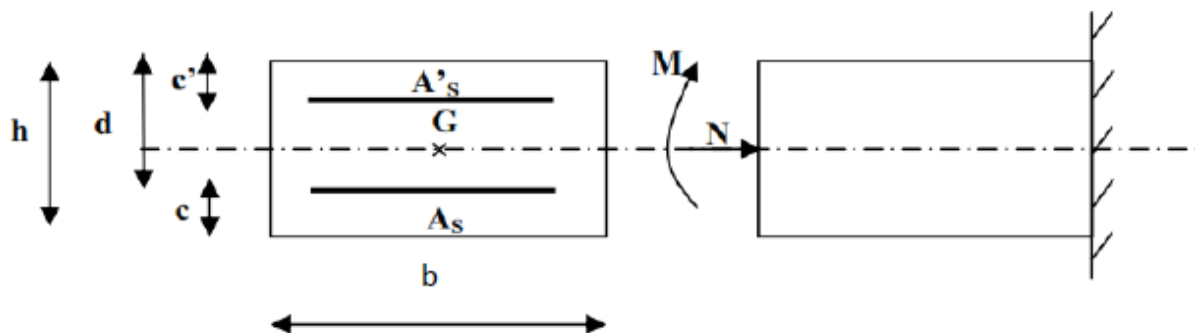


Figure III.2.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

- ✓ h : épaisseur de la section : 10cm
- ✓ b : largeur de la section : 100cm
- ✓ c et c' : l'enrobage : 3cm
- ✓ $d = h - c$: hauteur utile, ($h - c = 10 - 3 = 7$ cm).
- ✓ M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.2.6.1 Calcul à L'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.11} = 0.35\text{m} = 35\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

Avec :

- ✓ M_u : moment dus à la compression.
- ✓ N_u : effort de compression.
- ✓ e_u : excentricité.

$Y = \frac{h}{2} - c \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$$\text{Donc : } e_u = 35\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on se ramènera à la flexion composée où la section d'armature qui sera déterminée est en fonction du celle préalablement calculée.

b) Calcul en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

- ✓ g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$M_f = 1.5625 \times \left[0.35 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.637 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 0.578 \text{ Kn.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2} \times f_{bc} = \frac{0.578 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u = 0.008 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ [MPa]}$$

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.578 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 7} = 0.238 \text{ cm}^2$$

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

c) Calcul en flexion composée :

➤ La section des armatures réelles :

- Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.238 - \frac{1.5625 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.19 \text{ cm}^2$$

$A = 0.19 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

III.2.6.2 Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité :(Art : A.4.2.1 BAEL91/99)

$$A_u > A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.ft_{28}}{f_e} \left[\frac{eu-0.455d}{eu-0.185d} \right]^2$$

➤ Calcul de l'excentricité eu :

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{1.5625} = 48 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{48-0.455(7)}{48-0.185(7)} \right]^2 = 0.81$$

$$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 > A = 0.48 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Avec :

$$\checkmark ft_{28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A = A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adoptera 4HA8 = 2.01 cm². Avec un espacement de : $e = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$

$e = 25 \text{ cm} \leq \min(30 ; 33 \text{ cm})$ $e = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3HA8 = 1.51 cm² avec un espacement : $St = 60 / 3 = 20 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art : A.5.1, 211 BAEL91/99)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\checkmark V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ Kn}$$

✓ V_u : effort tranchant à l'ELU

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.0214 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91/99)

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

$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

Avec :

- ✓ Ψ_s : Coefficient de scellement : $\Psi_s=1.5$ pour les H.A
- ✓ $\Psi_s= 1$ pour les ronds lisses

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

Avec :

- ✓ ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres

Soit : $\Sigma U_i = n\Pi\Phi = 4 \times \Pi \times 0.8 = 10.05\text{cm}$

D'où : $\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 10.05} = 2.369 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 0.226\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

Donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,221BAEL91/99)

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = 40 \Phi \text{ pour FeE 400} \\ L_s = 50 \Phi \text{ pour FeE 500 et les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

On opte pour $l_s = 35\text{cm}$.

e) Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99) :

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

On prend : $St = 25\text{ cm} < 30\text{ cm} \dots \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 40\text{cm}$

On prend : $St = 20\text{cm} < 40\text{ cm} \dots \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

III.2.6.3 Vérification à l'ELS :

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

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

(Art A.4.5.3.3BAEL91/99)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{t28})\right\} = 201.63\text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\varnothing \geq 6\text{mm}$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.288 \rightarrow \beta_1 = 0.9325$$

$$K_1 = 50.36$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{0.75 \times 10^3}{0.9325 \times 7 \times 2.01} = 57.16\text{ MPa}$$

$\sigma_s = 57.16\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{ MPa}$; Donc la condition est vérifiée

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2BAEL91/99) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{57.16}{50.36} = 1.135\text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.135\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$. \rightarrow **La condition est vérifiée ;** donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

Conclusion

- Armatures principales : 4HA8 espacées de 25cm.
- Armatures de répartition : 3HA8 espacées de 20cm.

III.2.7 Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

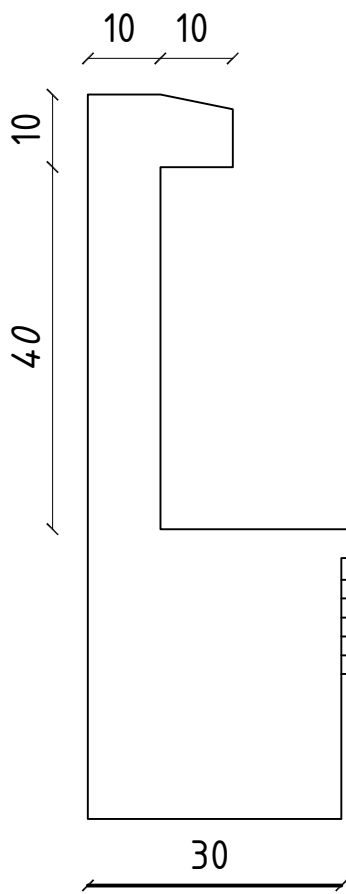
L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :

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

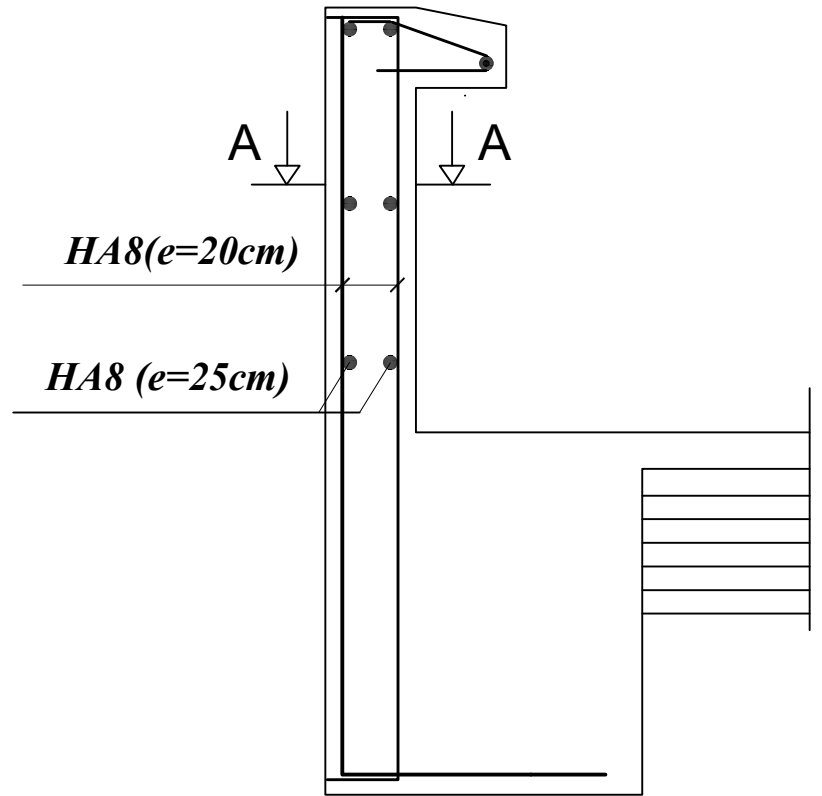
Avec :

- ✓ A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas
- ✓ A = 0.15 (Zone IIa ; groupe d'usage 2 ; A= 0.25) (**Art4.2.3. Tableau 4-1/RPA99**)
- ✓ C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires
- ✓ C_p = 0.8 (**Tableau 6-1/RPA99**)
- ✓ W_p : poids de l'acrotère
- ✓ W_p = 1.925 kN/ml

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.925 = 0.924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$. Alors il est utile de calculer l'acrotère au séisme.

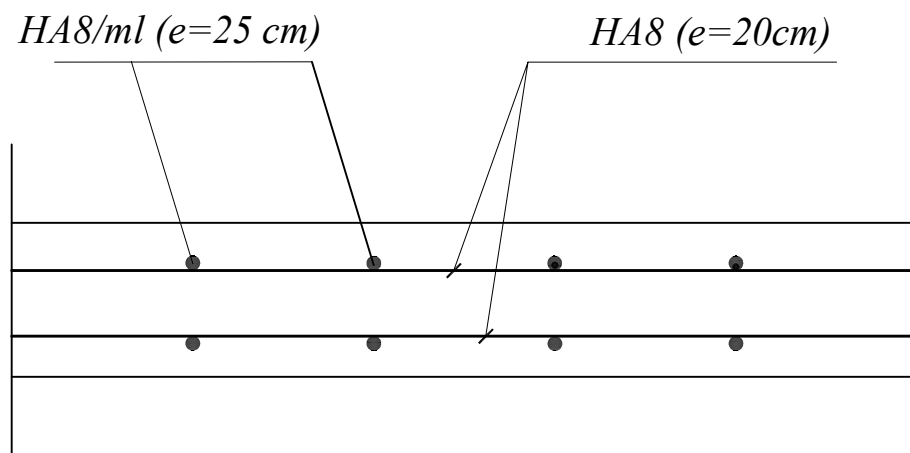


Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère

Coupe A-A



III.3. Les escaliers

III.3.1. Définition

Un escalier est une suite régulière de marches, ou degrés qui servent à monter ou à descendre. Il permet ainsi de passer d'un niveau à un autre, c'est un bien indispensable entre les étages différents.

Dans notre structure nous avons deux types.

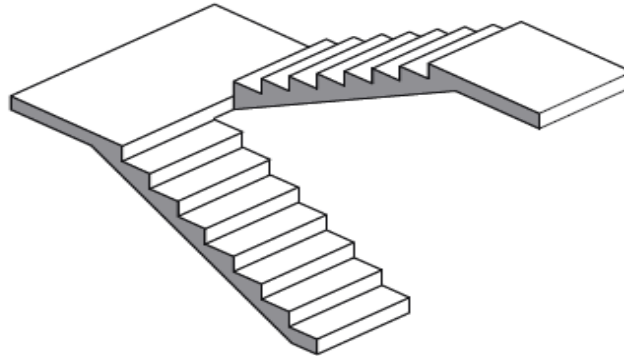


Fig.III.3.1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.

III.3.2. Terminologie

- **La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.
- **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **La volée** : c'est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.
- **Le giron** : c'est la distance horizontale comprise entre chaque nez ou entre chaque contremarche.
- **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **La hauteur « h »** : représente la différence de niveau entre deux marches successives
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

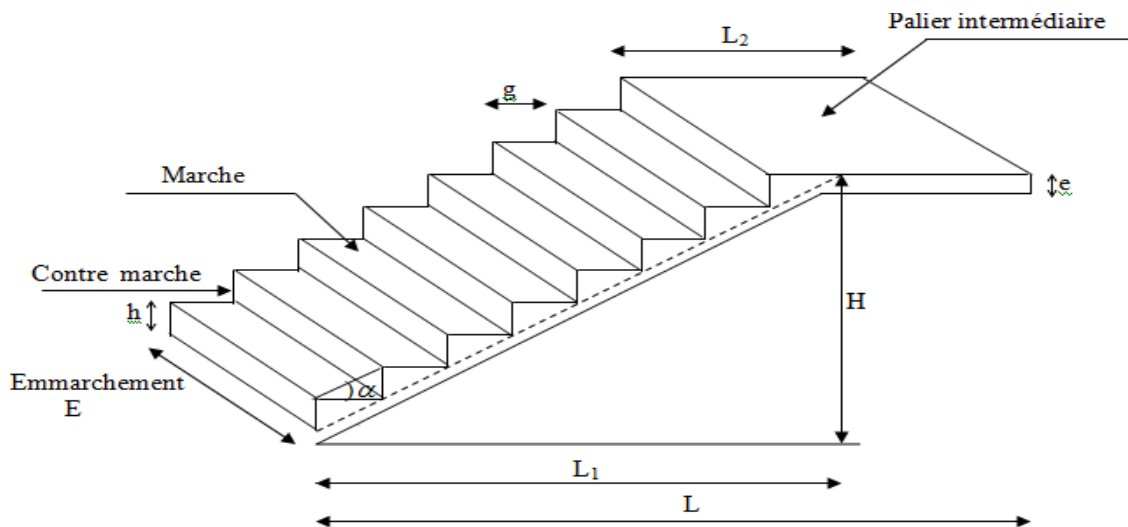


Fig.III.3.2 : Coupe verticale de l'escalier

III.3.3. Pré dimensionnement des escaliers

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de marche « n »
- La hauteur de marche « h »
- Le giron « g »
- L'épaisseur de la paillasse « e »

➤ Type 1 (étage courant) :

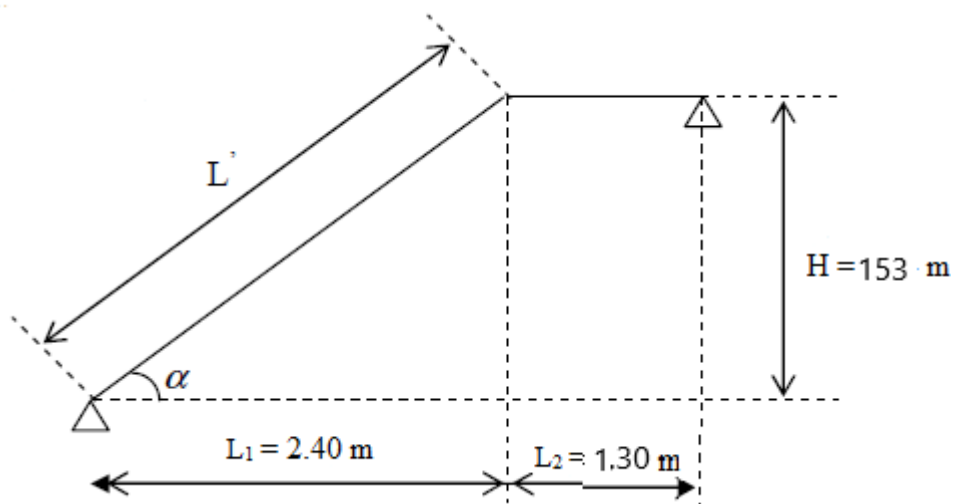


Fig.III.3.3 : Schéma statique de l'escalier

Les escaliers seront près dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, et en tenant compte des dimensions données sur le plan.

La formule de BLONDEL est :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}$$

Avec :

- La hauteur de la marche « h » :

$$14\text{cm} < h < 18 \quad \text{on opte } \mathbf{h=17\text{cm}}$$

- Le giron « g » :

$$28\text{cm} < g < 36\text{cm} \quad \text{on opte } \mathbf{g = 30\text{cm}}$$

- Calcul du nombre de contre marche « n »

$$n = \frac{H}{h}$$

$$\text{avec : } H = \frac{306}{2} = 153\text{cm} \quad \text{et } h = 17\text{cm}$$

$$\text{donc : } n = \frac{153}{17} = 9 \quad \mathbf{n = 9 \text{ contre marche}}$$

- Calcul le nombre de marche « m » :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \quad \mathbf{m=8 \text{ marches}}$$

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

La relation de BLONDEL est vérifiée

➤ **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec : } L : \text{ la longueur projetée du palier et de la paillasse}$$

$$\text{On a : } \cos\alpha = \frac{1}{L1} \rightarrow L1 = \frac{1}{\cos\alpha}$$

$$\tan\alpha = \frac{H}{L1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$\text{Donc : } L1 = \frac{240}{\cos 32.51^\circ} = 284.59 \text{ cm}$$

D'où : $L = 284.59 + 130 = 414.59 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{414.59}{30} \leq ep \leq \frac{414.59}{20}$$

$$13.819 \leq ep \leq 20.73 \text{ cm}$$

On opte : $ep = 20 \text{ cm}$.

III.3.4. Détermination des charges et des surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Charges permanentes :**

A-La volée :

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids propre KN/m ²
Poids propre des marches	17	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	20	$\frac{25 \times ep}{2} = 5.93$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	2	$20 \times 0.02 = 0.4$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde-corps	/	0.20
Enduit de ciment	2	$0.02 \times 10 = 0.2$
		G = 9.655 KN/m²

Tableau III.3.1 : charge permanente de la volée.

B- Le palier :

Eléments	Epaisseur en (cm)	Poids propre KN/m ²
Palier	15	$25 \times 0.15 = 3.75$
Mortier de pose	2	$20 \times 0.02 = 0.4$
Revêtement en carrelage	2	$20 \times 0.02 = 0.4$
Enduit	2	$10 \times 0.02 = 0.2$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
		G = 5.11 KN/m²

Tableau III.3.2 : Charge total du palier

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le DTR pour une construction à usage d'habitation et de service :

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

III.3.5. Calcul des efforts internes :➤ **Combinaison des charges :**

a) A l'ELU : $qu=(1.35G+1.5Q)$

• **Volée :**

$$quv = (1.35 \times 9.655) + (1.5 \times 2.5) = 16.78 \text{ KN/ml}$$

• **Palier :**

$$qup = (1.35 \times 5.11) + (1.5 \times 2.5) = 10.65 \text{ KN/ml}$$

b) A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 1m$

- Volée :

$$q_s = (9.655 + 2.5) \times 1 = 12.155 \text{ KN/m}$$

- Palier :

$$q_s = (5.11 + 2.5) \times 1 = 761 \text{ KN/m}$$

III.3.6 Calcul à l'ELU :

a - Le schéma statique

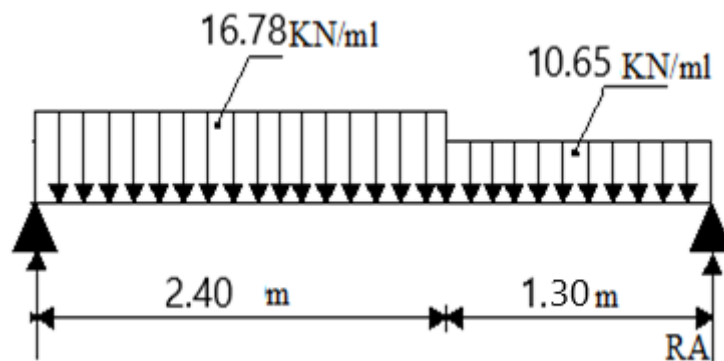


Fig.III.3.4 : Schéma de chargement à l'ELU

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow RA + RB = (qu1 \times 2.4) + (qu2 \times 1.3) = (16.78 \times 2.4) + (10.65 \times 1.3) = 54.117 \text{ KN}$$

$$RA + RB = 54.117 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\rightarrow - (qu1 \times 2.4 \times 1.2) - (qu2 \times 1.30) (1.3/2 + 2.4) + RB \times 3.7 = 0$$

$$RB \times 3.7 = 90.554$$

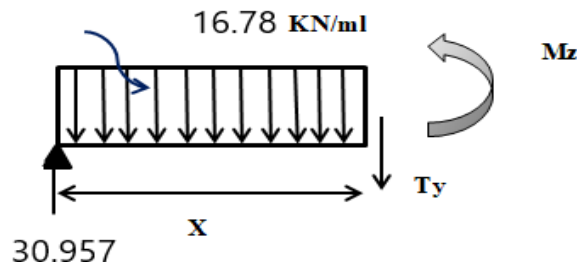
$$RB = 24.47 \text{ KN}$$

$$RA = 54.117 - RB = 54.117 - 24.47 = 29.647 \text{ KN}$$

$$RA = 29.647 \text{ KN}$$

C) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



$$\Sigma F_v = 0$$

$$T_y = R_A - qu_1 \times x = 29.647 - 16.78 x$$

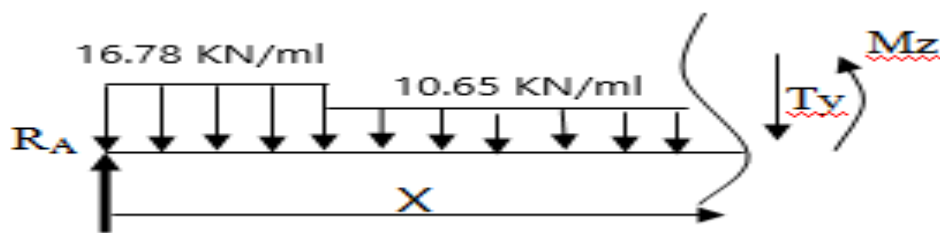
- $X = 0$ $T_y(0) = 29.647 \text{ KN}$
- $X = 2.4 \text{ m}$ $T_y(2.4) = -10.625 \text{ KN}$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$M_z = R_A \times x - qu_1 \times \frac{x^2}{2} = 29.647 x - 16.78 \times \frac{x^2}{2}$$

- $X = 0$ $M_z = 0$
- $X = 2.4 \text{ m}$ $M_z(2.4) = 22.827 \text{ KN.m}$

❖ Tronçon 2 : $2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$



$$\Sigma F_v = 0$$

$$T_y = R_A - (qu_1 \times 2.4) - qu_2 (x - 2.4)$$

$$T_y = 29.647 - (16.78 \times 2.4) - 10.65 (x - 2.4)$$

$$T_y = - 10.65x + 14.935$$

- $X = 2.4 \text{ m}$ $T(2.4) = - 10.625 \text{ KN}$

- $X = 3.7 \text{ m}$ $T(3.7) = - 24.47 \text{ KN}$

$\Sigma M/B = 0$

$$M_z = RA \times x - qu_1 \times 2.4 \times \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - \left(qu_2 \times \frac{(x-2.4)^2}{2}\right)$$

$$M_z = 29.647 x - 40.272x + 48.3264 - 5.325x^2 - 30.672 + 25.56x$$

$$M_z = -5.325x^2 + 14.935x + 17.6544$$

- $X = 2.4 \text{ m}$ $M(2.4) = 22.827 \text{ KN.m}$

- $X = 3.7 \text{ m}$ $M(3.7) = 0 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul de Mmax :**

$$T_y = \frac{dM_z(x)}{dx}$$

Donc :

- $T_y = 0$ $M_z = M_z \text{ max}$

- $T_y = 0$ $T_y = 29.647 - 16.78x = 0 \rightarrow X = 1.767 \text{ m}$

$$M_{z\text{max}} = 29.647 x - 16.78 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{z\text{max}} = 26.19 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_u \text{ max}$ au niveau des appuis et en travée.

a. Aux appuis :

$$M_{ua} = - 0.3 M_{\text{max}} = - 0.3 (26.19) = - 7.857 \text{ KN.m}$$

b. En travée :

$$M_{ut} = 0.85 M_{\text{max}} = 0.85 (26.19) = 22.261 \text{ KN.}$$

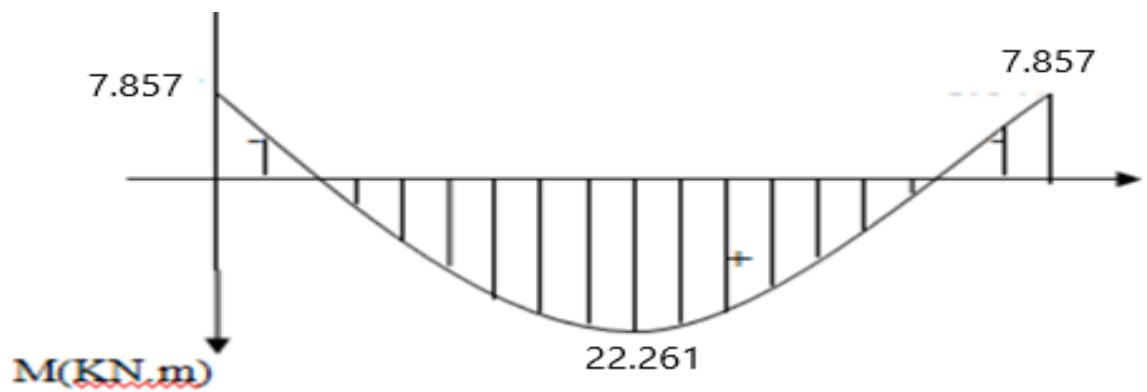
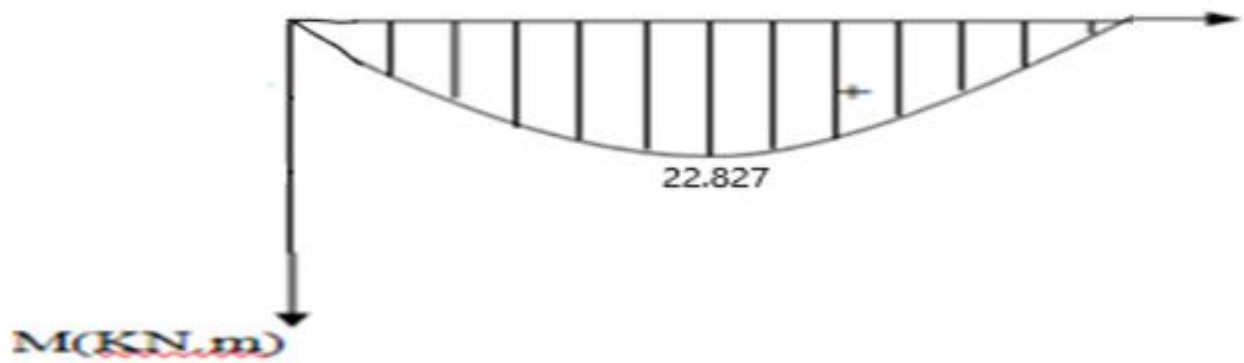
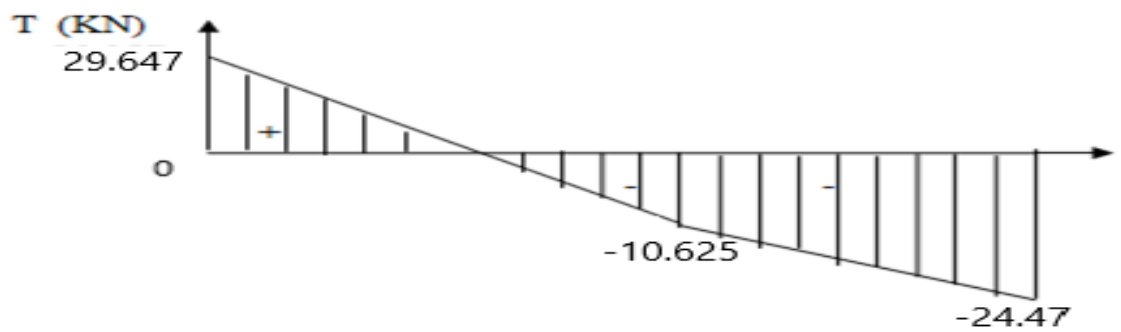
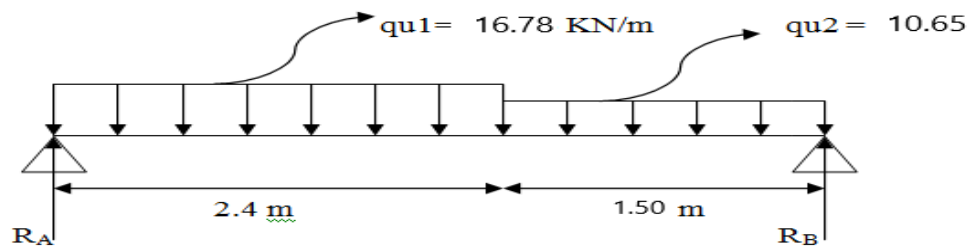


Figure III.3.5 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.3.7 Ferrailage des escaliers

➤ Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculé précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}.$$

$$h = d + c = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

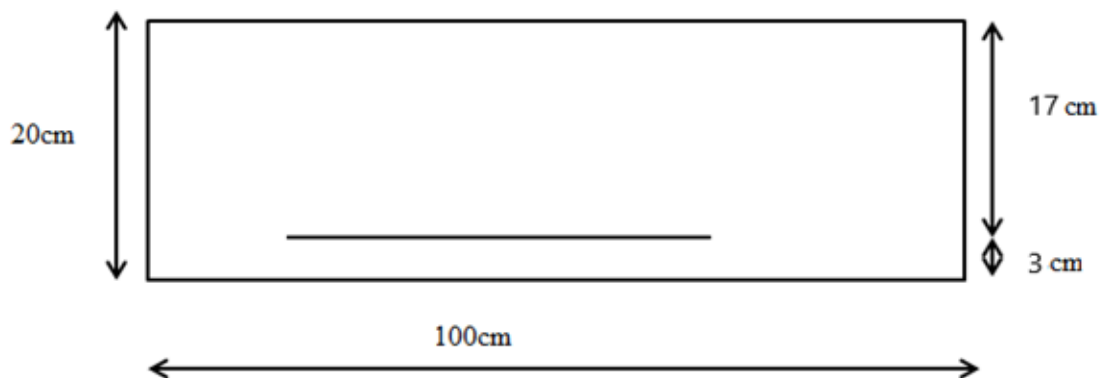


Figure III.3.6: coupe schématique sur la section à prendre dans les calculs

A) Les armatures principales :

- Aux appuis :

$$M_a = 7.857 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.857 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_r = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_a = 0.019 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9905$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\checkmark \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{7.857 \times 10^3}{0.9905 \times 17 \times 348} = 1.341 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

5HA10 ($A_a = 3.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

- **En travées :**

$$M_u^t = 22.261 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.261 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_r = 0,392 \text{ la section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0.063 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.972$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.261 \times 10^3}{0.972 \times 17 \times 348} = 3.871 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

5HA10 ($A_t = 3.92 \text{ cm}^2$) avec : un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

B) Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA10 ($A_{ra} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec $St = 25 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA10 ($A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec : $St = 25 \text{ cm}$

III.3.8. Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{adopte} > A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

• En travées :

$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

B) Espacement des armatures BAEL91modifié99 (Art A.8.2, 42)

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

➤ Armature principale :

$St \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{Min} (60 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- En travée : $St=25\text{cm} < 33\text{cm}$condition vérifiée.
- Aux appuis : $St=25\text{cm} < 33\text{cm}$condition vérifiée.

➤ Armature de répartition :

$St \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{Min} (80 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

- En travée : $St=25\text{cm} < 45\text{cm}$condition vérifiée.
- Aux appuis : $St=25\text{cm} < 45\text{cm}$condition vérifiée

C) Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0d} < \bar{\tau}_u$$

$$T_u \max = 29.647 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{29.647 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.174 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{29.647 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

(Pas de risque de cisaillement).

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

D) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91 modifié 99, article A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

• **Aux appuis : 5HA10**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \cdot \pi \cdot 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.647 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 157} = 1.234 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.234 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée : 5HA10**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \cdot \pi \cdot 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.647 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 157} = 1.234 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.234 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

E) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(Art A.5.1.3/BAEL 91modifié 99) :

❖ **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec: } a \leq 0.9d$$

$$T_{max} = 29.647 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 170 \times 10^3}{1.5} = 1020 \text{ Kn}$$

$T_{max} = 29.647 \text{ KN} < V_u = 1020 \text{ KN} \dots \dots \dots \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

❖ **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(29.647 + \frac{22.261}{0.9 \times 0.17} \right) = 0.503 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 0.503 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

F) Ancrage des barres :(BAEL91modifie99, A.6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s \times 2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 14}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

l_s est supérieur à la largeur de la poutre palière ($b = 20$) dans lequel il sera ancré, on optera donc un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 l_s$

$$l_c \geq l_s \times 0,4 = 49.38 \times 0,4 = 19.752 \text{ cm.}$$

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

III.3.9. Calcul à l'état limite ultime (ELS) :

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_s = (1G + 1Q)$$

- **Volée :** $q_{sv} = 1 \times 9.655 + 1 \times 2.5 = 12.155 \text{ KN/ml}$
- **Palier :** $q_{sp} = 1 \times 5.11 + 1 \times 2.5 = 7.61 \text{ KN/ml}$

a) **Le schéma statique :**

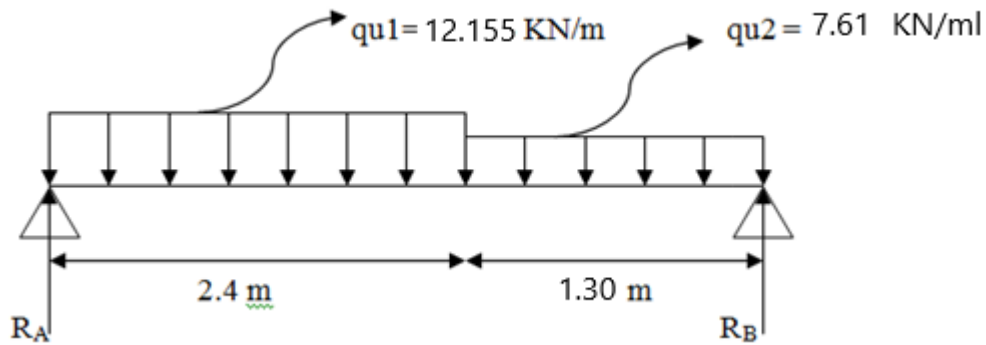


Fig.III.3.7 : Schéma de chargement a l'ELS

b) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \rightarrow RA+RB-qu1 \times L1-qu2 \times L2=0$$

$$RA+RB=12.155 \times 2.40+7.61 \times 1.3$$

$$RA+RB=39.065 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \rightarrow (RA \times 3.7) - (12.155 \times 2.4 \times (1.2+1.3)) - [(7.61 \times 1.3) \times (1.3/2)] = 0$$

$$RA \times 3.9 = 72.93 + 6.430$$

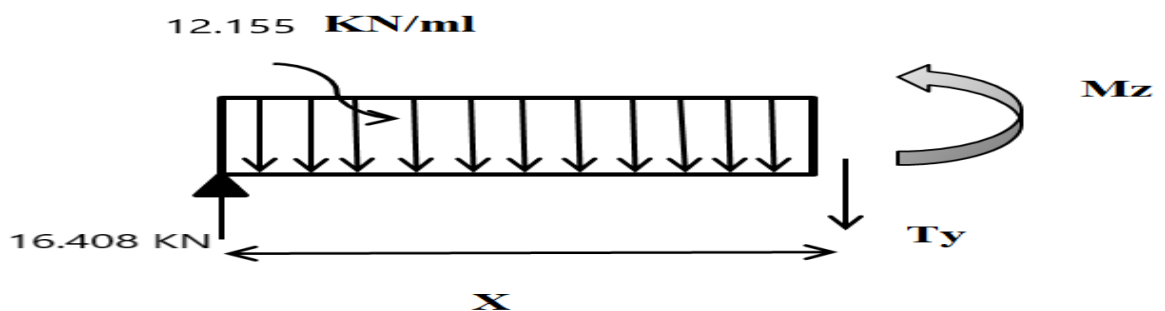
$$RA= 21.448 \text{ KN}$$

Donc : $RB = 39.065-21.448 = 17.617 \text{ KN}$

$$RB= 17.617 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$T_y = R_A - q_1 x$$

$$T_y = -12.155x + 21.448$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 21.448 \text{ KN}$
- Pour $x=2.4 \rightarrow T_y = -7.724 \text{ KN}$

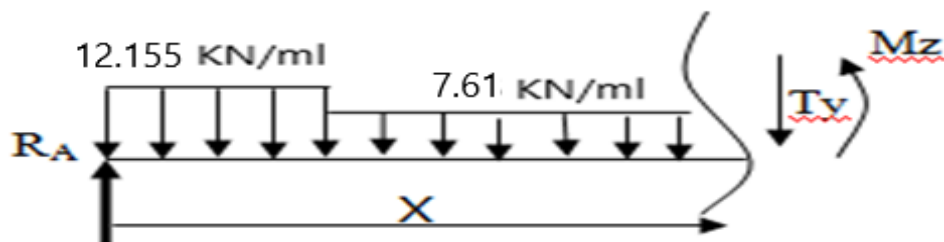
➤ **Moment fléchissant :**

$$M_z = R_A x - q_1 \times (x^2/2)$$

$$M_z = 21.448x - 12.155 \times (x^2/2)$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x=2.4 \rightarrow M_z = 16.468 \text{ KN.m}$

❖ **Tronçon 2 : $2.4 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$**



➤ **Effort tranchant :**

$$T_y = R_A - q_1 \times 2.4 - q_2 \times (x - 2.4)$$

$$T_y = 21.448 - 12.155 \times 2.4 - 7.61 \times (x - 2.4)$$

$$T_y = 21.448 - 29.172 - 7.61x + 18.264$$

$$T_y = -7.61x + 10.54$$

- Pour $x=2.4 \rightarrow T_y = -7.724 \text{ KN}$
- Pour $x=3.7 \rightarrow T_y = -17.617 \text{ KN}$

➤ **Moment fléchissant**

$$M_z = R_A x - 12.155 \times 2.4 \times (x - 1.2) - 7.61 \left(\frac{x^2 + 5.76 - 4.8x}{2} \right)$$

$$M_z = 21.448x - 29.172x + 35.0064 - 3.805x^2 - 21.9168x + 18.264x$$

$$M_z = -3.805x^2 + 10.54x + 13.0896$$

- Pour $x=2.4$ **Mz= 16.468 KN.m**
- Pour $x=3.7$ **Mz= 0KN.m**

Remarque : Pour tenir compte des semis - encastres aux extrémités, on opte une correction à l'aide des coefficients réducteurs.

$$\frac{dMz(x)}{dx} = Ty$$

Donc : $Ty = -12.155 x + 21.448$

$X = 1.76$

$$Mz_{max} = -12.155 \left(\frac{1.76^2}{2} \right) + 21.448 \times 1.76$$

$$Mz_{max} = -18.825 + 37.75$$

$$Mz_{max} = 18.925 \text{ KN}$$

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0.3$
 $Mz_{max} = -0.3 \times 8.878 = -5.677 \text{ KN.m}$
- **En travées :** $M_{ut} = 0.85$
 $Mz_{max} = 0.85 \times 18.175 = 16.086 \text{ KN}$.

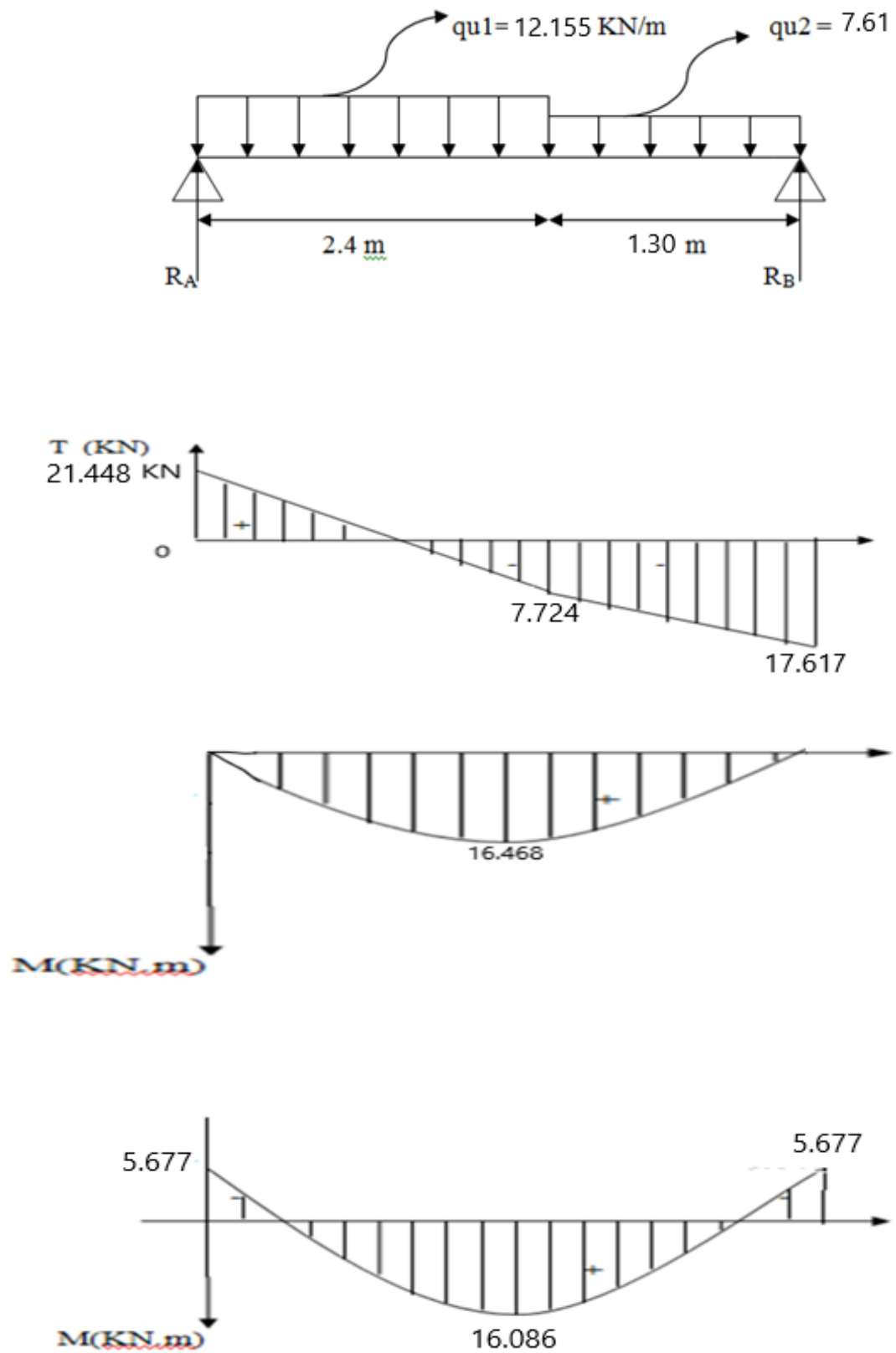


Figure III.3.8 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'EL

III.3.9) Calcul à l'état limite ultime (ELS) :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.230 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.230 \rightarrow \beta = 0.923 \rightarrow \alpha = 0.228$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.228}{15(1-0.228)} = 0.020$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{A_t \times \beta \times d} = \frac{16.086 \times 10^3}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 261.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.020 \times 261.52 = 5.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.231 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.230 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.230 \text{ cm} \rightarrow \beta = 0.923 \rightarrow \alpha_1 = 0.231$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.231}{15(1-0.231)} = 0.020$$

$$\sigma_{sa} = \frac{Ma}{A_t \times \beta \times d} = \frac{5.677 \times 10^3}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 92.297 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.020 \times 92.297 = 1.846 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.846 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0.050 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$2) \frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$$

$$3) \frac{Mt}{10M0} \geq \frac{h}{L}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

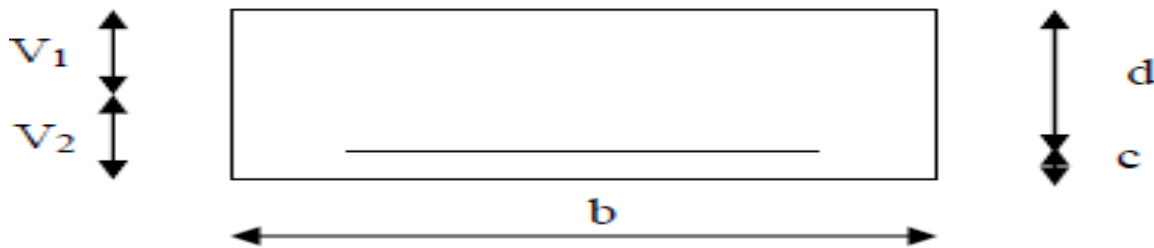
$$f = \frac{5 \times qs \times L^4}{dx} < f = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : le module de l déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$qs = \max(12.155 \text{ KN/ml} ; 7.61 \text{ KN/ml}) \rightarrow qs = 12.155 \text{ KN/ml}$$



I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (v1^3 + v2^3) + 15 At (v2 - c)^2$$

$$V1 = \frac{S_{xx}}{B0} \text{ avec : } S_{xx} : \text{moment statique de la section homogène.}$$

Et : $B0$: surface de section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times At \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.15 \times 17 = 21568.25 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx} = 21568.25 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6.15) = 2092.25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21568.25}{2092.25} = 10.308 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.308 = 9.692 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.308 + 9.692) + 20 \times 6.15 (9.692 - 2)^2$$

$$I = 74134.897 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 12.155 \times 395^4 \times 10^6}{384 \times 10818.86 \times 74134.897} = 4.083 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{395}{500} = 7.9 \text{ mm} \dots \text{ la condition est vérifiée}$$

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé :

- **Aux appuis :**

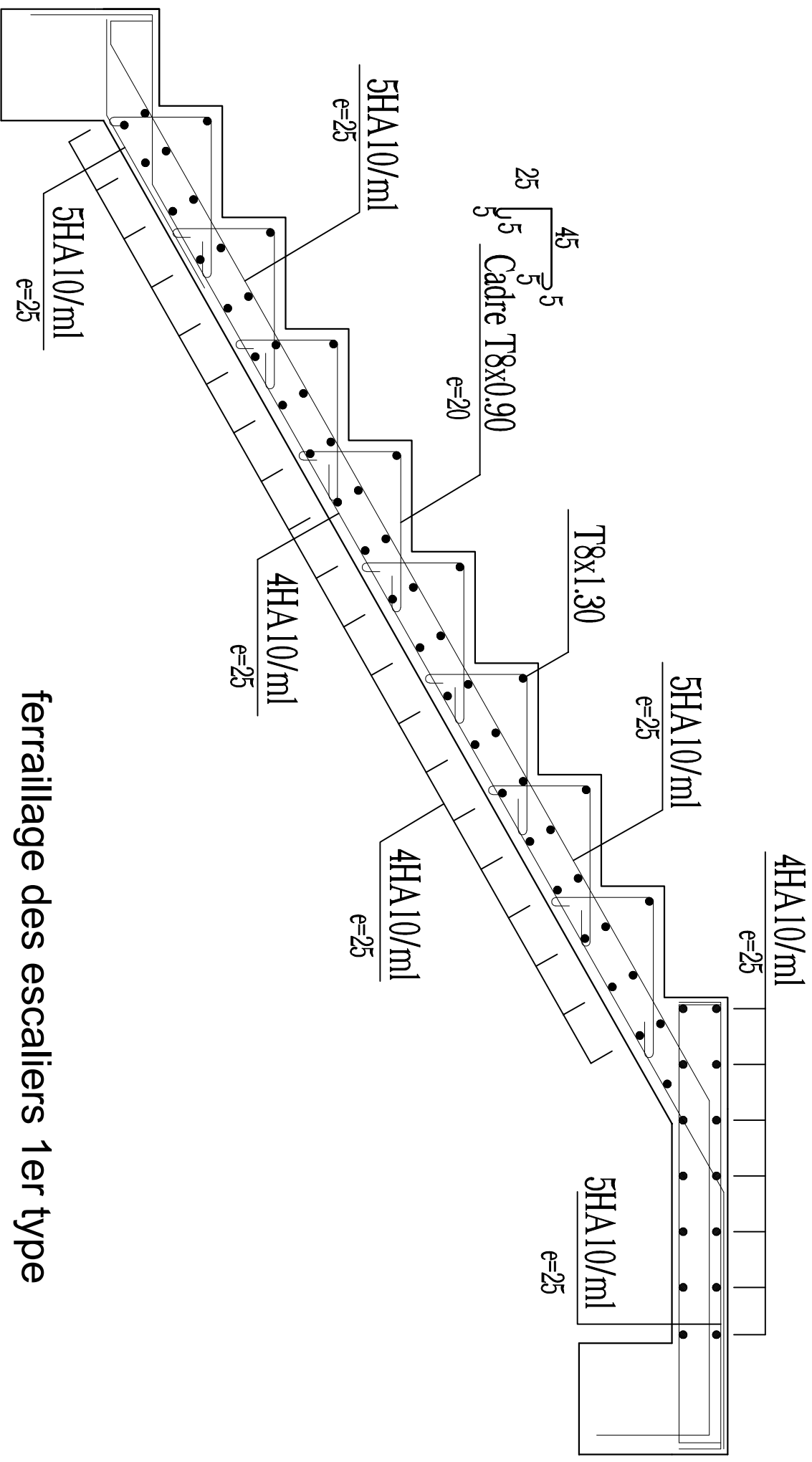
Armature principale : **5HA10** avec **st=25cm**

Armature de répartition : **4HA10** avec **st=25cm**

- **En travée :**

Armature principale : **5HA10** avec **st=25cm**

Armature de répartition : **4HA10** avec **st=25 cm**



ferrailage des escaliers 1er type

- Type 02 : RDC
- $p_m = 3.06 \times 1,35 = 4.131$

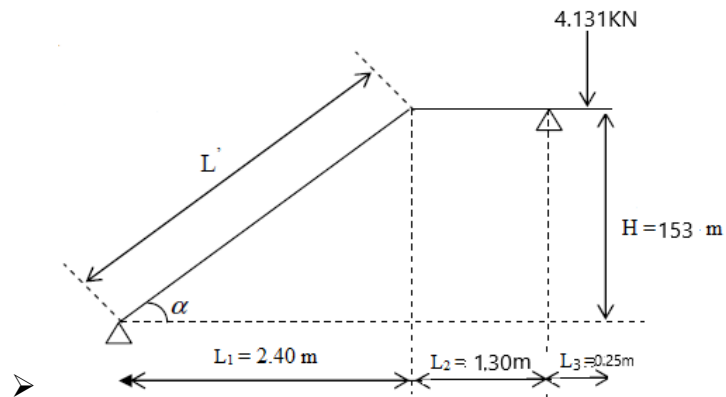


Fig.III.3.9 : Schéma statique de l'escalier

Les escaliers seront près dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, et en tenant compte des dimensions données sur le plan.

La formule de **BLONDEL** est :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}$$

Avec :

- La hauteur de la marche « h » :

$$14\text{cm} < h < 18 \quad \text{on opte } \mathbf{h=17\text{cm}}$$

- Le giron « g » :

$$28\text{cm} < g < 36\text{cm} \quad \text{on opte } \mathbf{g = 30\text{cm}}$$

- Calcul du nombre de contre marche « n »

$$n = \frac{H}{h}$$

avec : $H=153\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$

$$\text{donc : } n = \frac{153}{17} = 9$$

n = 9 contre marche

- Calcul le nombre de marche « m » :

$$m = n-1 = 9-1 = 8 \quad \mathbf{m=8 marches}$$

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

La relation de BLONDEL est vérifiée

➤ **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

✓ L : la longueur projetée du palier et de la paillasse

$$\text{On a : } \cos \alpha = \frac{1}{L1} \rightarrow L1 = \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$\text{Donc : } L1 = \frac{240}{\cos 32.51^\circ} = 284.59 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L = 284.59 + 130 + 0.25 = 414.84 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{414.84}{30} \leq ep \leq \frac{414.84}{20}$$

$$13.828 \leq ep \leq 20.742 \text{ cm}$$

On opte : **ep=20 cm.**

III.3.10. Détermination des charges et des surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ Charges permanentes :

A-La volée :

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids propre KN/m ²
Poids propre des marches	17	$\frac{25 \times ep}{2} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	20	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5.93$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	2	$20 \times 0.02 = 0.4$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde-corps	/	0.20
Enduit de ciment	2	$0.02 \times 10 = 0.2$
		G = 9.655 KN/m²

Tableau III.3.3 : charge permanente de la volée.

B- Le palier :

Eléments	Epaisseur en (cm)	Poids propre KN/m ²
Palier	15	$25 \times 0.15 = 3.75$
Mortier de pose	2	$20 \times 0.02 = 0.4$
Revêtement en carrelage	2	$20 \times 0.02 = 0.4$
Enduit	2	$10 \times 0.02 = 0.2$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$

		G = 5.11 KN/m²

Tableau III.3.4 : Charge total du palier

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le DTR pour une construction à usage d'habitation et de service :

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

III.3.11. Calcul des efforts internes :

Combinaison des charges :

a) A l'ELS : $q_u=(1.35G+1.5Q)$

- **Volée :**

$$q_{uv} = (1.35 \times 9.655) + (1.5 \times 2.5) = 16.78 \text{ KN/ml}$$

- **Palier :**

$$q_{up} = (1.35 \times 5.11) + (1.5 \times 2.5) = 10.65 \text{ KN/ml}$$

b) A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

- **Volée :**

$$q_s = (9.655 + 2.5) \times 1 = 12.155 \text{ KN/m}$$

- **Palier :**

$$q_s = (5.11 + 2.5) \times 1 = 7.61 \text{ KN/m}$$

III.3.12 Calcul à l'ELU :

a - Le schéma statique

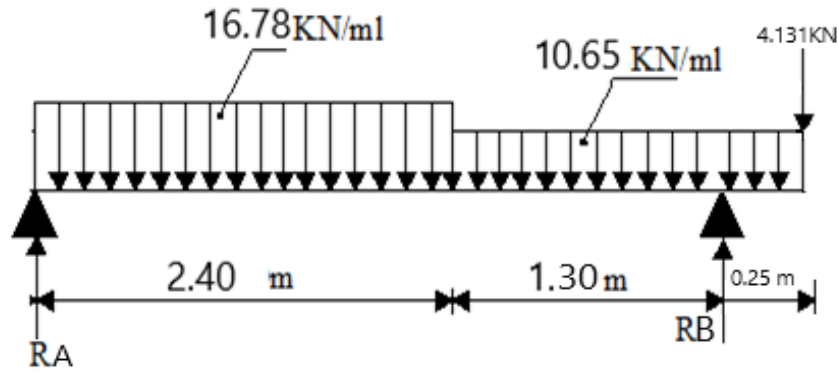


Fig.III.3.10 : Schéma de chargement à l'ELU

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow RA + RB = (qu1 \times 2.4) + (qu2 \times 1.55) + 4.131 = (16.78 \times 2.4) + (10.65 \times 1.55) + 4.131 = 60.9105 \text{ KN}$$

$$RA + RB = 60.9105 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow - (qu1 \times 2.4 \times (1.2 + 1.3)) - (qu2 \times (\frac{1.55}{2} - 0.25)) + RA \times 3.7 + 4.131 \times 0.25 = 0$$

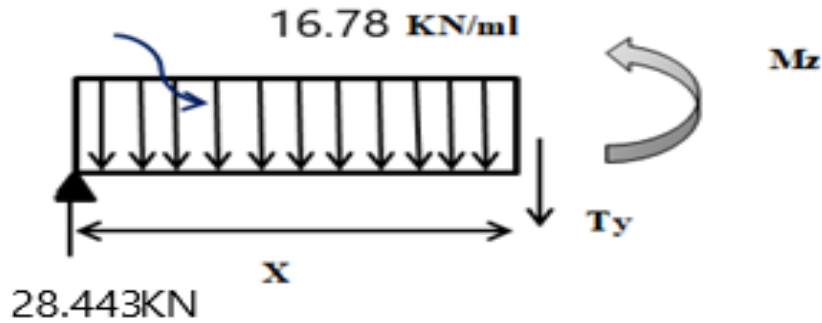
$$RA = 28.443 \text{ KN}$$

$$RB = 60.9105 - RA = 60.9105 - 28.44 = 32.4675 \text{ KN}$$

$$RB = 32.4675 \text{ KN}$$

C) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ Tronçon1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



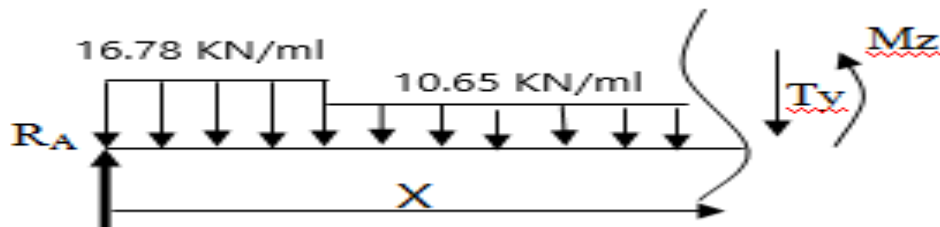
$$T_y = R_A - qu_1 \times x = 28.443 - 16.78 x$$

- $X = 0$ $T_y(0) = 28.443 \text{ KN}$
- $X = 2.4\text{m}$ $T_y(2.4) = -11.829 \text{ KN}$

$$M_z = R_A \times x - qu_1 \times \frac{x^2}{2} = 28.443 x - 16.78 \times \frac{x^2}{2}$$

- $X = 0$ $M_z = 0$
- $X = 2.4 \text{ m}$ $M_z(2.4) = 19.937 \text{ KN.m}$

❖ **Tronçon 2 : $2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$**



$$T_y = R_A - (qu_1 \times 2.4) - qu_2 (x - 2.4)$$

$$T_y = 28.443 - (16.78 \times 2.4) - 10.65 (x - 2.4)$$

$$T_y = - 10.65x + 13.731$$

- $X = 2.4 \text{ m}$ $T(2.4) = -11.829 \text{ KN}$
- $X = 3.7 \text{ m}$ $T(3.7) = - 25.674 \text{ KN}$

$$M_z = R_A \times x - qu_1 \times 2.4 \times (x - \frac{2.4}{2}) - (qu_2 \times \frac{(x-2.4)^2}{2})$$

$$M_z = 28.443 x - 40.272x + 48.3264 - 5.325x^2 + 30.672 + 25.56x$$

$$M_{z\max} = 28.443 x - 16.78 \times \frac{x^2}{2}$$
$$M_{z\max} = 24.11 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

a. Aux appuis :

$$M_{ua} = -0.3 M_{\max} = -0.3 (24.11) = -7.233 \text{ KN.m}$$

b. En travée :

$$M_{ut} = 0.85 M_{\max} = 0.85 (24.11) = 20.493 \text{ KN.m}$$

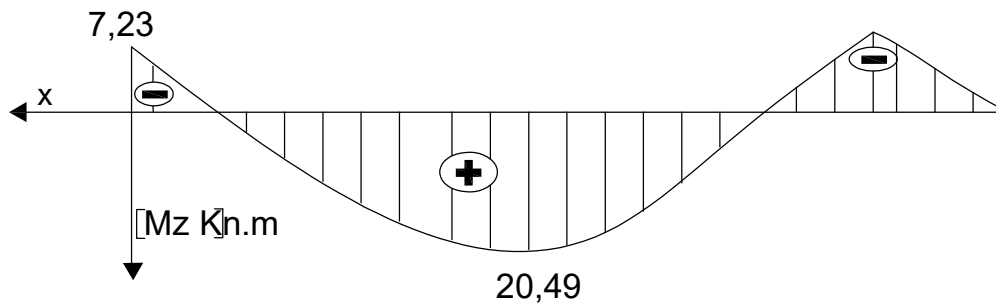
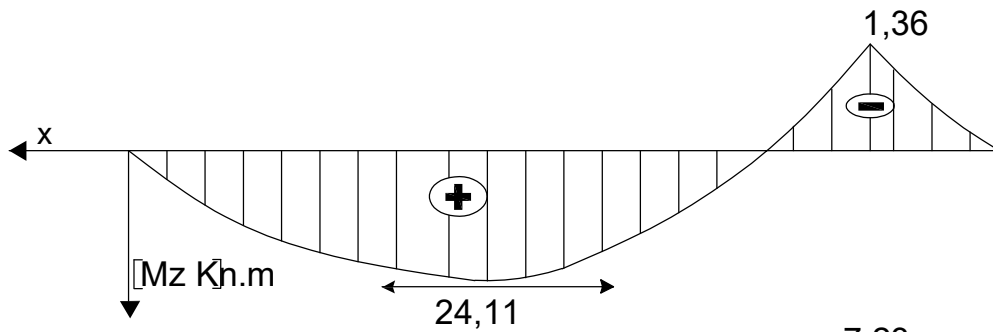
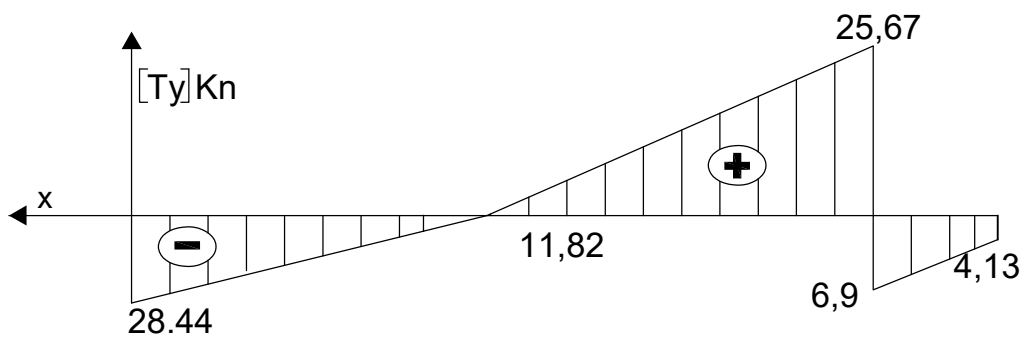
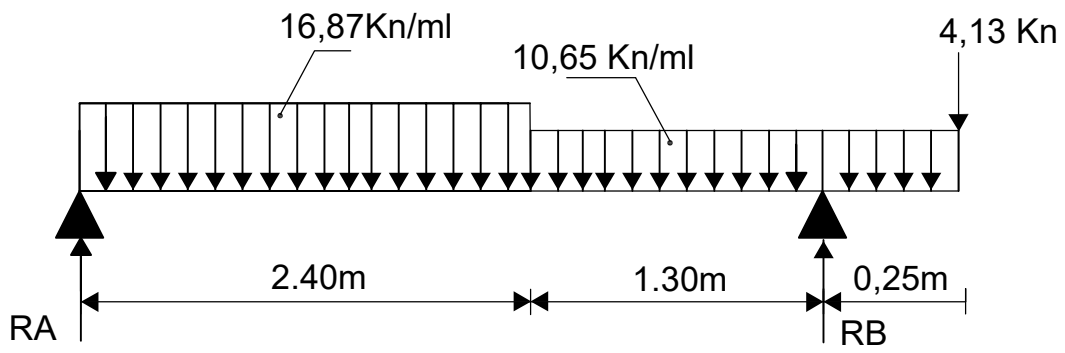


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU

III.3.13 Ferrailage des escaliers

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculé précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}.$$

$$h = d + c = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

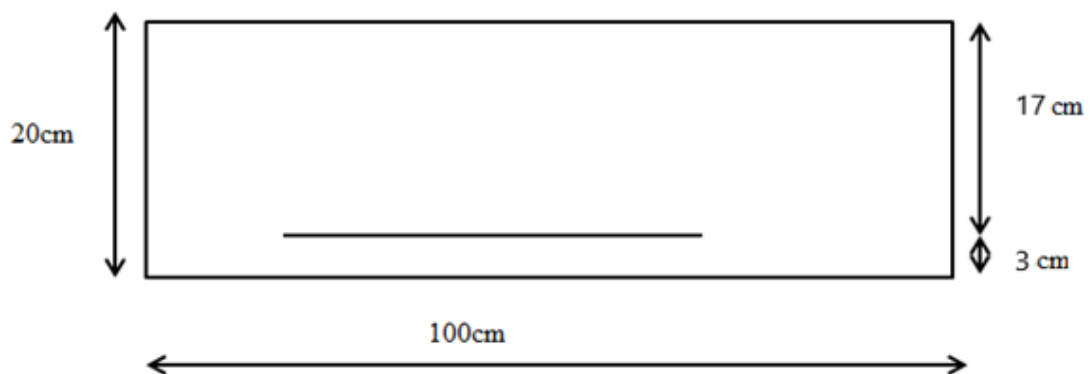


Figure III.3.11: coupe schématique sur la section à prendre dans les calculs

A) Les armatures principales :

• **Aux appuis :**

$$M_a = 7.233 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.233 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_r = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_a = 0.017 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9915$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\checkmark \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{7.233 \times 10^3}{0.9915 \times 17 \times 348} = 1.233 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

5HA10 ($A_a = 3.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

- **En travées :**

$$M_u^t = 20.493 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.493 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_r = 0.392 \text{ la section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0.05 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.493 \times 10^3}{0.974 \times 17 \times 348} = 3.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

5HA10 ($A_t = 3.92 \text{ cm}^2$) avec : un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

B) Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA10 ($A_{ra} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec $St = 25 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

4HA10 ($A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec : $St = 25 \text{ cm}$

III.3.14. Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{adopte} > A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

• **En travées :**

$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

B) Espacement des armatures BAEL91modifié99 (Art A.8.2, 42)

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

➤ **Armature principale :**

$St \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{Min} (60 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

• **En travée :** $St=25\text{cm} < 33\text{cm}$condition vérifiée.

• **Aux appuis :** $St=25\text{cm} < 33\text{cm}$condition vérifiée.

➤ **Armature de répartition :**

$St \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{Min} (80 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

• **En travée :** $St=25\text{cm} < 45\text{cm}$condition vérifiée.

• **Aux appuis :** $St=25\text{cm} < 45\text{cm}$condition vérifiée

C) Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0d} < \bar{\tau}_u$$

$T_{u\max} = 28.443 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0d} = \frac{28.443 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.167 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 d} = \frac{28.443 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

→ La condition est vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

D) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91 modifié 99, article A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

• **Aux appuis : 5HA10**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \cdot \pi \cdot 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.443 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 157} = 1.184 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.184 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **En travée : 5HA10**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \cdot \pi \cdot 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.443 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 157} = 1.184 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.184 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

E) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99) :

❖ **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma b} \quad \text{avec: } a \leq 0.9d$$

$$T_{max} = 28.443 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 170 \times 10^3}{1.5} = 1020 \text{ Kn}$$

$$T_{max} = 28.443 \text{ KN} < V_u = 1020 \text{ KN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(28.443 + \frac{20.493}{0.9 \times 0.17} \right) = 0.467 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 0.467 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

F) Ancrage des barres :(BAEL91 modifié 99, A.6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 14}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

l_s est supérieur à la largeur de la poutre palière ($b = 20$) dans lequel il sera ancré, on optera donc un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 l_s$

$$l_c \geq l_s \times 0,4 = 49.38 \times 0,4 = 19.752 \text{ cm.}$$

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

III.3.15. Calcul à l'état limite ultime (ELS) :

Combinaison des charges :

$$q_s = (1G + 1Q)$$

- **Volée :** $q_{sv} = 1 \times 9.655 + 1 \times 2.5 = 12.155 \text{ KN/ml}$
- **Palier :** $q_{sp} = 1 \times 5.11 + 1 \times 2.5 = 7.61 \text{ KN/ml}$

a) Le schéma statique

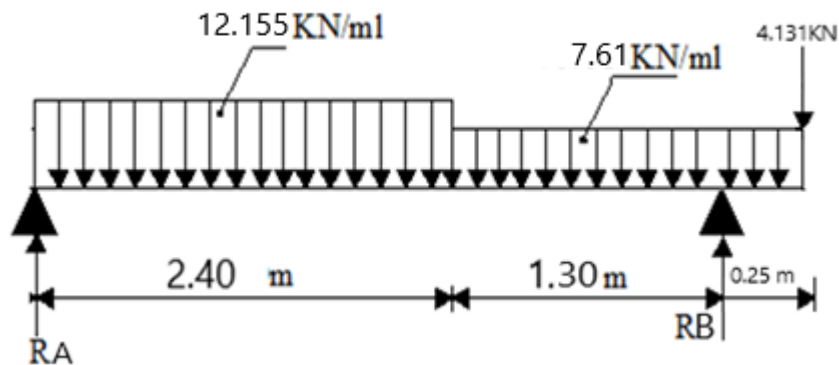


Fig.III.3.12 : Schéma de chargement a l'ELU

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow RA + RB = (qu1 \times 2.4) + (qu2 \times 1.55) + 4.131 = (12.155 \times 2.4) + (7.61 \times 1.55) + 4.131 = 45.0985 \text{ KN}$$

$$RA + RB = 45.0985 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow - (qu1 \times 2.4 \times (1.2 + 1.3)) - (qu2 \times (\frac{1.55}{2} - 0.25)) + RA \times 3.7 + 4.131 \times 0.25 = 0$$

$$RA \times 3.7 = 72.93 + 3.995 + 1.033$$

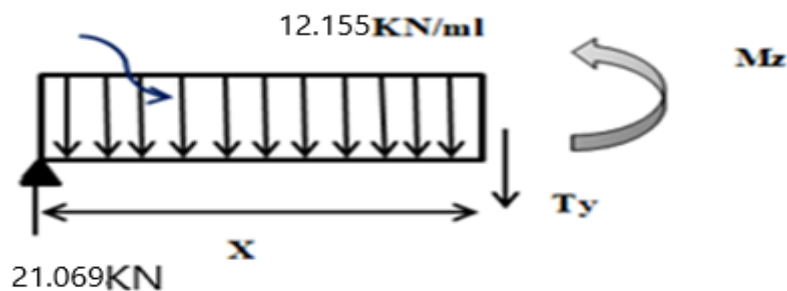
$$RA = 21.069 \text{ KN}$$

$$RB = 45.0985 - RA = 45.0985 - 21.069 = 39.8415 \text{ KN}$$

$$RB = 24.0295 \text{ KN}$$

C) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ Tronçon1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



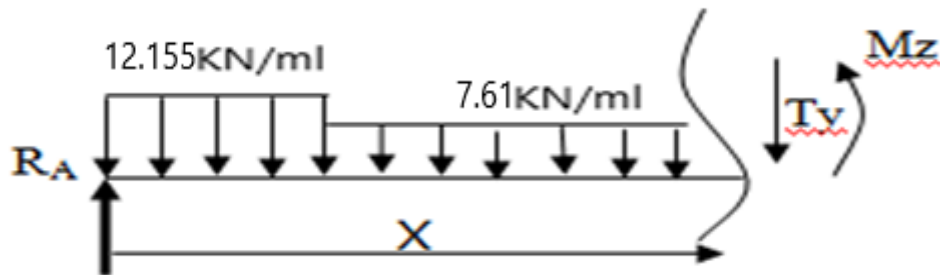
$$Ty = RA - qu1 \times x = 21.069 - 12.155 x$$

- $X = 0$ $Ty(0) = 21.069 \text{ KN}$
- $X = 2.4\text{m}$ $Ty(2.4) = -8.103 \text{ KN}$

$$Mz = RA \times x - qu1 \times \frac{x^2}{2} = 21.069x - 12.155 \times \frac{x^2}{2}$$

- $X = 0$ $Mz = 0$
- $X = 2.4 \text{ m}$ $Mz(2.4) = 15.56 \text{ KN.m}$

❖ **Tronçon 2 : $2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.7 \text{ m}$**



$$Ty = RA - (qu1 \times 2.4) - qu2 (x - 2.4)$$

$$Ty = 21.069 - (12.155 \times 2.4) - 7.61 (x - 2.4)$$

$$Ty = - 7.61x + 10.161$$

- $X = 2.4 \text{ m}$ $T(2.4) = -8.103 \text{ KN}$
- $X = 3.7 \text{ m}$ $T(3.7) = -17.996\text{KN}$

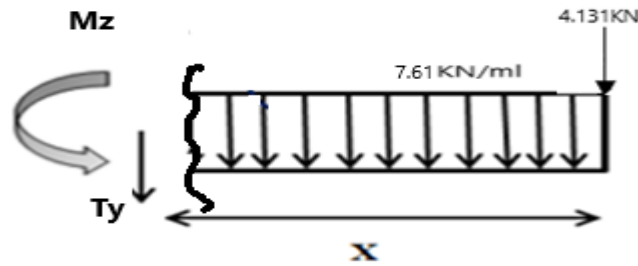
$$Mz = RA \times x - qu1 \times 2.4 \times (x - \frac{2.4}{2}) - (qu2 \times \frac{(x-2.4)^2}{2})$$

$$Mz = 21.069 x - 29.172x + 35.0064 - 3.805x^2 - 21.9168 + 18.264x$$

$$Mz = -3.805x^2 + 10.161x + 13.0896$$

- $X = 2.4 \text{ m}$ $M(2.4) = 15.56 \text{ KN.m}$
- $X = 3.7 \text{ m}$ $M(3.7) = -1.405\text{KN.m}$

❖ Tronçon 3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 0.25$



$$T_y = -7.61x - 4.131$$

$$T_y = 7.61x + 4.131$$

- $X = 0 \text{ m}$ $T(0) = 4.131 \text{ KN}$
- $X = 0.25 \text{ m}$ $T(0.25) = 6.033 \text{ KN}$

$$M_z = -4.131x - 7.61(x/2)$$

$$M_z = 3.805x^2 + 4.131x$$

- $X = 0 \text{ m}$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$
- $X = 0.25 \text{ m}$ $M(0.25) = 1.27 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul de Mmax :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = T_y$$

Donc :

- $T_y = 0$ $M_z = M_z \text{ max}$
- $T_y = 0$ $TY = 21.069 - 12.155x = 0 \quad \rightarrow \quad X = 1.733 \text{ m}$

$$M_{z\text{max}} = 21.069x - 12.155 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{z\text{max}} = 18.260 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_u \text{ max}$ au niveau des appuis et en travée.

a. Aux appuis :

$$M_{ua} = -0.3 M_{max} = -0.3 (18.260) = -5.478 \text{ KN.m}$$

b. En travée :

$$M_{ut} = 0.85 M_{max} = 0.85 (18.260) = 15.521 \text{ KN.m}$$

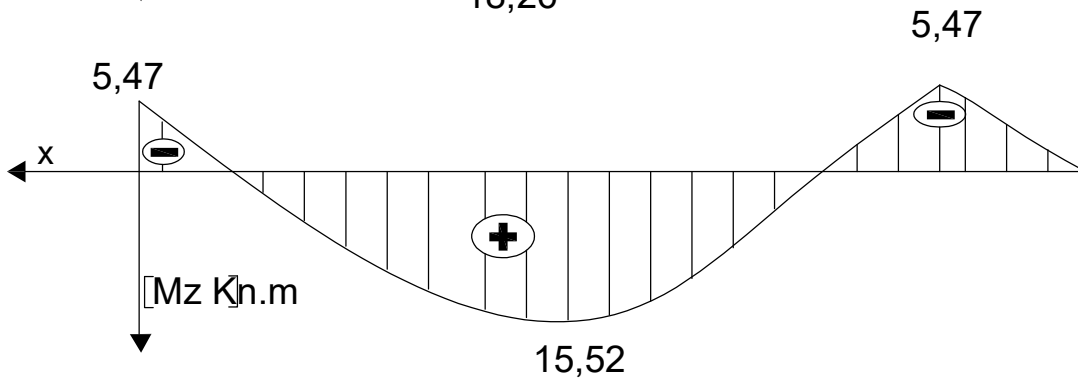
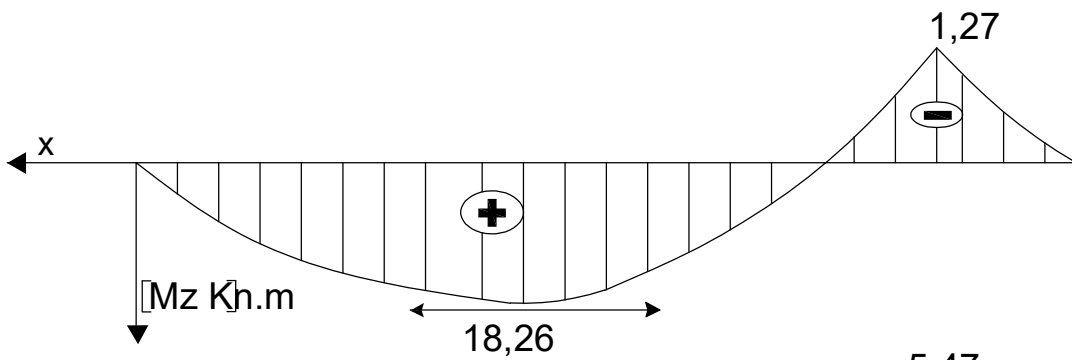
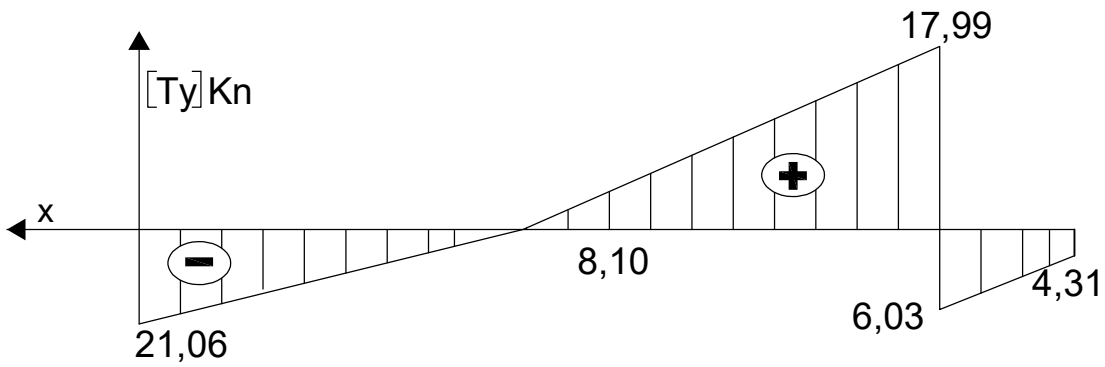
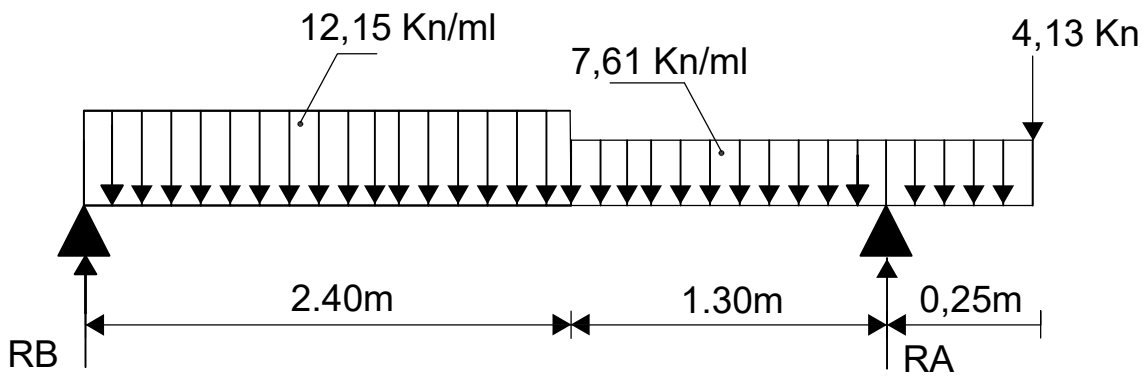


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

III.3.16. Calcul à l'état limite de service (ELS) :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.23 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.23 \rightarrow \beta = 0.923 \rightarrow \alpha = 0.231$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.231}{15(1-0.231)} = 0.020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{15.521 \times 10^3}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 261.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.020 \times 261.56 = 5.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.23 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.230 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.230 \text{ cm} \rightarrow \beta = 0.923 \rightarrow \alpha_1 = 0.231$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.231}{15(1-0.231)} = 0.020$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_t \times \beta \times d} = \frac{5.478 \times 10^3}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 89.0605 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.020 \times 89.0605 = 1.781 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.781 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0.050 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3) \frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

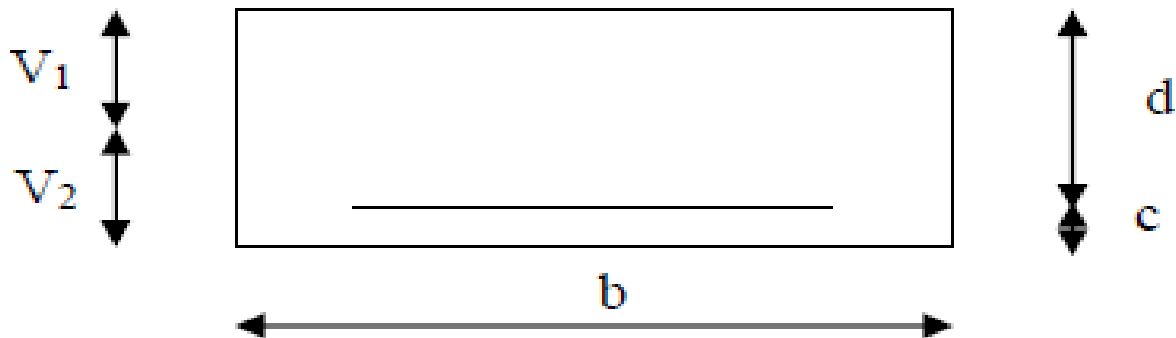
$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{dx} < f = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : le module de l déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max(12.155 \text{ KN/ml} ; 7.61 \text{ KN/ml}) \rightarrow q_s = 12.155 \text{ KN/ml}$$



I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ avec : } S_{xx} : \text{moment statique de la section homogène.}$$

Et : B_0 : surface de section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.15 \times 17 = 21568.25 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx} = 21568.25 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6.15) = 2092.25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21568.25}{2092.25} = 10.308 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.308 = 9.692 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.308 + 9.692) + 20 \times 6.15 (9.692 - 2)^2$$

$$I = 74134.897 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 12.155 \times 3.95^4 \times 10^6}{384 \times 10818.86 \times 74134.897} = 4.803 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{ mm} \dots \text{ la condition est vérifiée}$$

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé :

- **Aux appuis :**

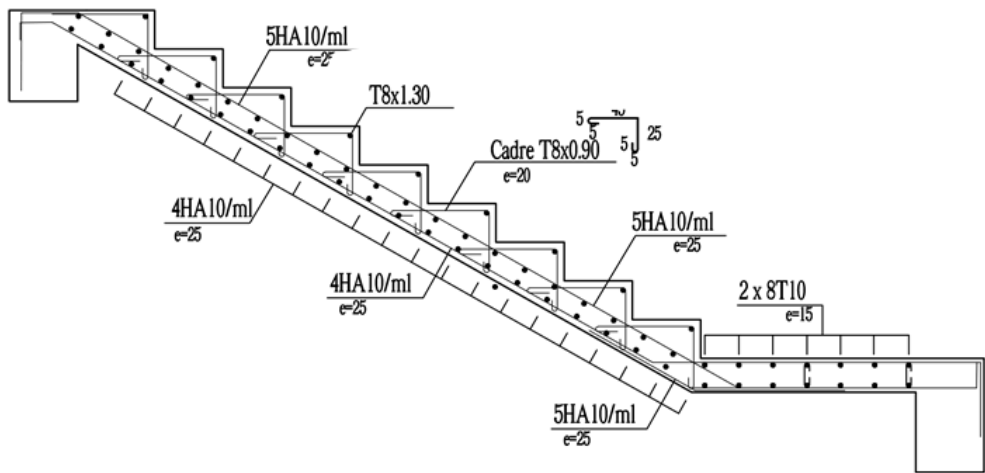
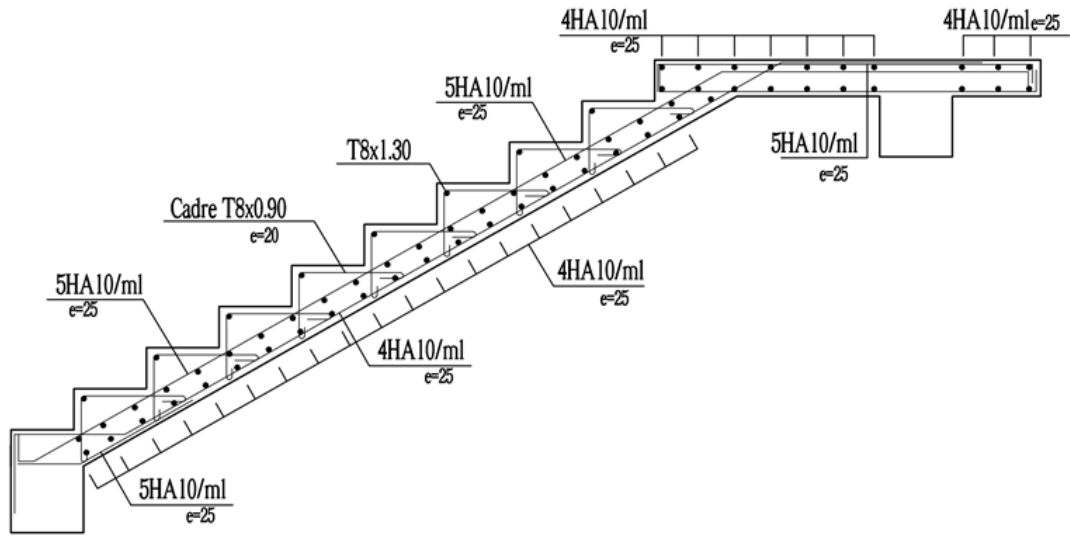
Armature principale : **5HA10** avec **st=25cm**

Armature de répartition : **4HA10** avec **st=25cm**

- **En travée :**

Armature principale : **5HA10** avec **st=25cm**

Armature de répartition : **4HA10** avec **st=25 cm**



ferrailage des escaliers 2eme type

III.4. La poutre palière :

III.4.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b × h). Qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3.30 m, Le calcul se fera en flexion simple.

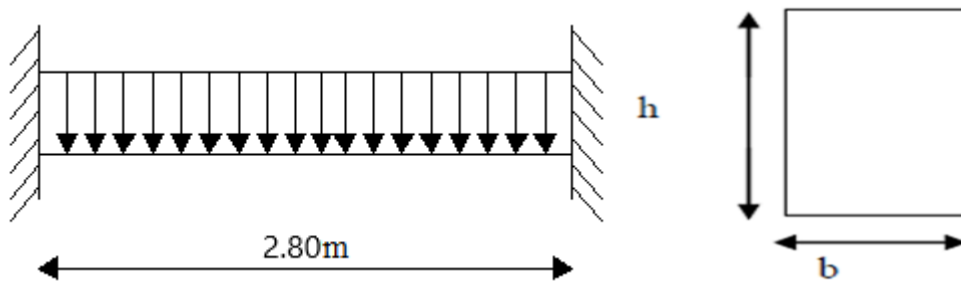


Figure III.4.1 schéma statique de la poutre palière

III.4.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :

a. La Hauteur :

a) La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre
- L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$L_{max} = 280 \text{ cm}$

$$\frac{280}{15} = 18.67\text{cm} \leq h_t \leq \frac{280}{10} = 28 \text{ cm}$$

✓ Selon le **RPA 99 (modifiée en 2003)** h_t doit être inférieur ou égale à 28 cm.

On opte pour : $h_t = 35 \text{ cm}$

b) La Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times 25 = 10 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 25 = 17.5 \text{ cm}$$

Soit :

- $b = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée .

- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \rightarrow$ condition vérifiée.
 - $\frac{ht}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.
- Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.4.3 Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

➤ **Poids propre :**

$G = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.1875 \text{ KN/ml}$

➤ **Surcharge d’exploitation :**

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

➤ **L’effort tranchant à l’appui A :**

- **ELU :** $T_u = 21.448 \text{ KN}$
- **ELS :** $T_s = 17.617 \text{ KN}$

➤ **Combinaison de charges :**

• **ELU :**

$qu = 1,35 \times G + Tu = 1.35 \times 2.1875 + 29.647 = 32.6 \text{ KN/m}$

• **ELS :**

$qs = G + Ts = 2.1875 + 21.448 = 23.635 \text{ KN/m}$

III.4.4. Calcul des efforts internes à L’ELU :

a) **Le Shema statique**

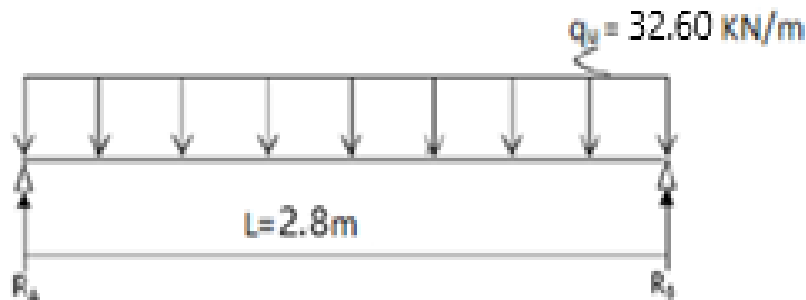


Figure III.4.2 : Schéma statique de la poutre palière a l’ELU.

b) **Réactions d’appuis :**

$RA = RB = \frac{qu \times L}{2} = \frac{32.60 \times 2.8}{2} = 45.64 \text{ KN}$

c) Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{32.60 \times 2.8^2}{8} = 31.95 \text{ KN.m}$$

d) Moment corrigé :

• En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 31.95 = 27.16 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 31.95 = -9.585 \text{ KN.m}$$

e) Effort tranchant :

$$T_{\max} = R_A = R_B = 45.64 \text{ KN}$$

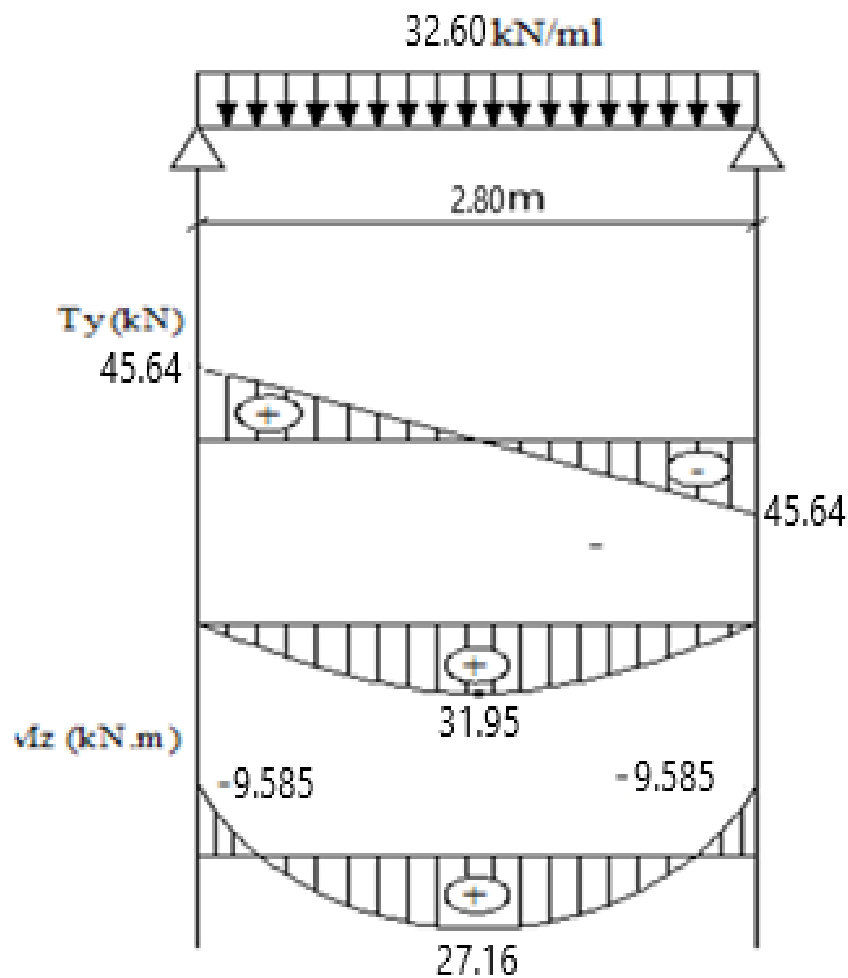


Fig.III.4.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.4.5. Ferrailage de la poutre palière :

A) Calcul des armatures principales

- **En travée :**

$$M_t = 27.16 \text{ KN.m.} \qquad d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{27.16 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.075$$

$\mu_b = 0.075 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0.961$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.16 \times 10^3}{0.961 \times 32 \times 348} = 2.538 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm²

- **Sur appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.585 \cdot 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu_b = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.585 \times 10^3}{0.987 \times 32 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 = 2.01 cm².**

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$3.39 + 2.01 = 5.4 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4.375 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5.4 \text{ cm}^2 \geq 4.375 \text{ cm}^2$**condition vérifiée.**

III.4.6. Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité (A.4.2.1/ BAEL 91 modifier 99)

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B) Vérification de l'adhérence

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec: } \sum u_i = n \times \phi \times \pi$$

$$\tau_{se} = \frac{45.64 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 1.6 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ la condition est vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

C) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91. Art. A.5.2.2)

$$T_{\max} = 45.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{45.64 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.570 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.570 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

D) Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min\{8 ; 1 ; 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : ϕ_8

Donc on adopte 4 HA8 = 2.01 cm². \rightarrow (1 cadre + 1 étrier) ϕ_8

E) Espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)

- En zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 8\phi_t ; 30 \right\} = \min \{8.75 ; 10 ; 30\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } St = 7 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$St \leq h/2 = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } St = 15 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier) } \phi_8$$

F) Quantité des armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003 St b = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$3.14 > 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition est vérifiée

f) A L'ELS :

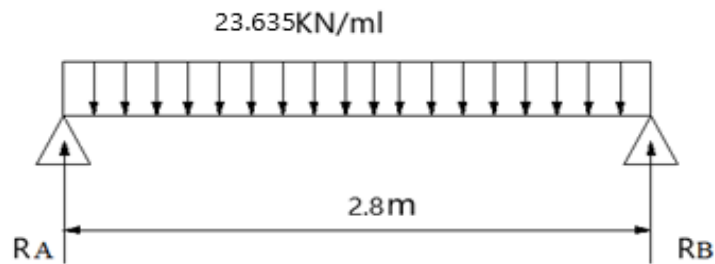


Figure III.4.4 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

a) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qs \times L}{2} = \frac{23.635 \times 2.8}{2} = 33.089 \text{ KN. M}$$

b) Moments isostatique :

$$M_0 = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{23.635 \times 2.8^2}{8} = 23.162 \text{ KN. M}$$

c) Moments corrigé :

- En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 23.162 = 19.688 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_0 = -0.3 \times 23.162 = -6.948 \text{ KN.m}$$

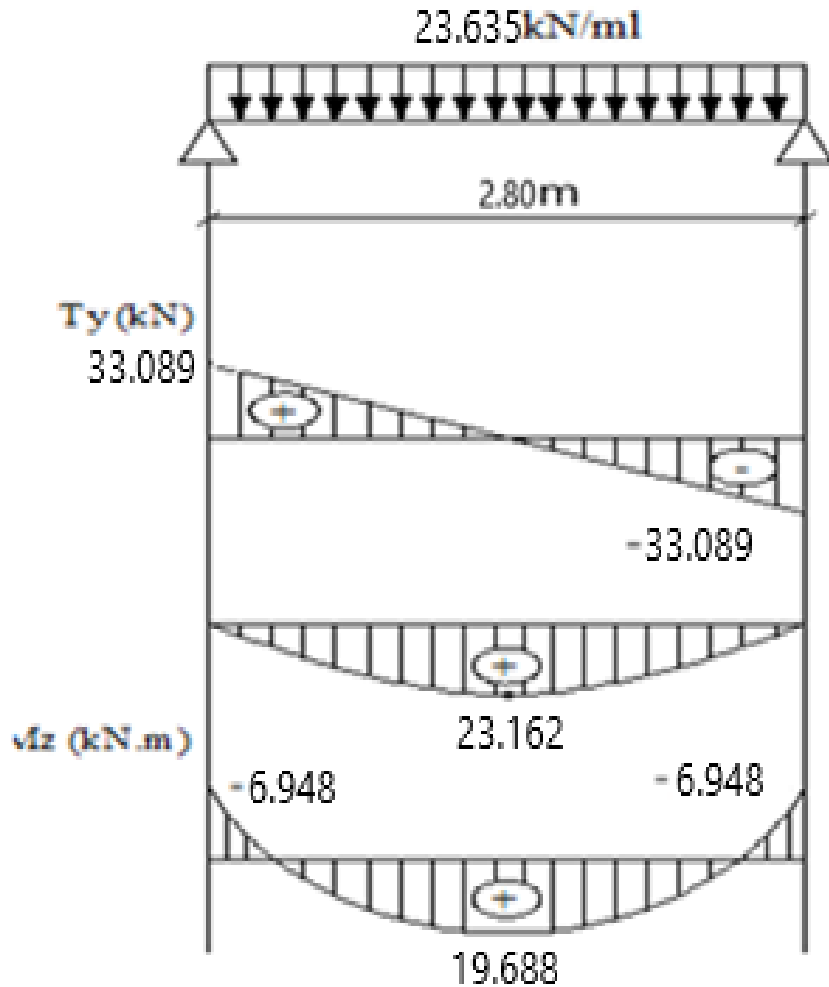


Fig.III.4.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.4.7 Vérification à l'ELS

A) État limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

B) État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} :

- En travée

❖ Contrainte dans les aciers

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$K_1 = 32.17 \rightarrow \beta = 0.894$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{19.688 \times 10^3}{0.894 \times 32 \times 3.39} = 203.01 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 203.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

❖ **Contrainte dans le béton**

$$K = \frac{1}{32.17} = 0.031$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.031 \times 203.01 = 6.293 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.293 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

❖ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{25 \times 32} = 0.25$$

$$K_1 = 47.50 \rightarrow \beta = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta d A_a} = \frac{6.948 \times 10^3}{0.920 \times 32 \times 2.01} = 117.415 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$\sigma_{st} = 117.415 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$K = \frac{1}{47.50} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.021 \times 117.415 = 2.465 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.465 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la flèche**

Selon les règles de BAEL 91 (Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$$
 la condition est vérifiée.

$$\checkmark \frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{19.688}{10 \times 23.162} = 0.085 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b.d} = \frac{392}{250 \times 320} = 0.0049 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

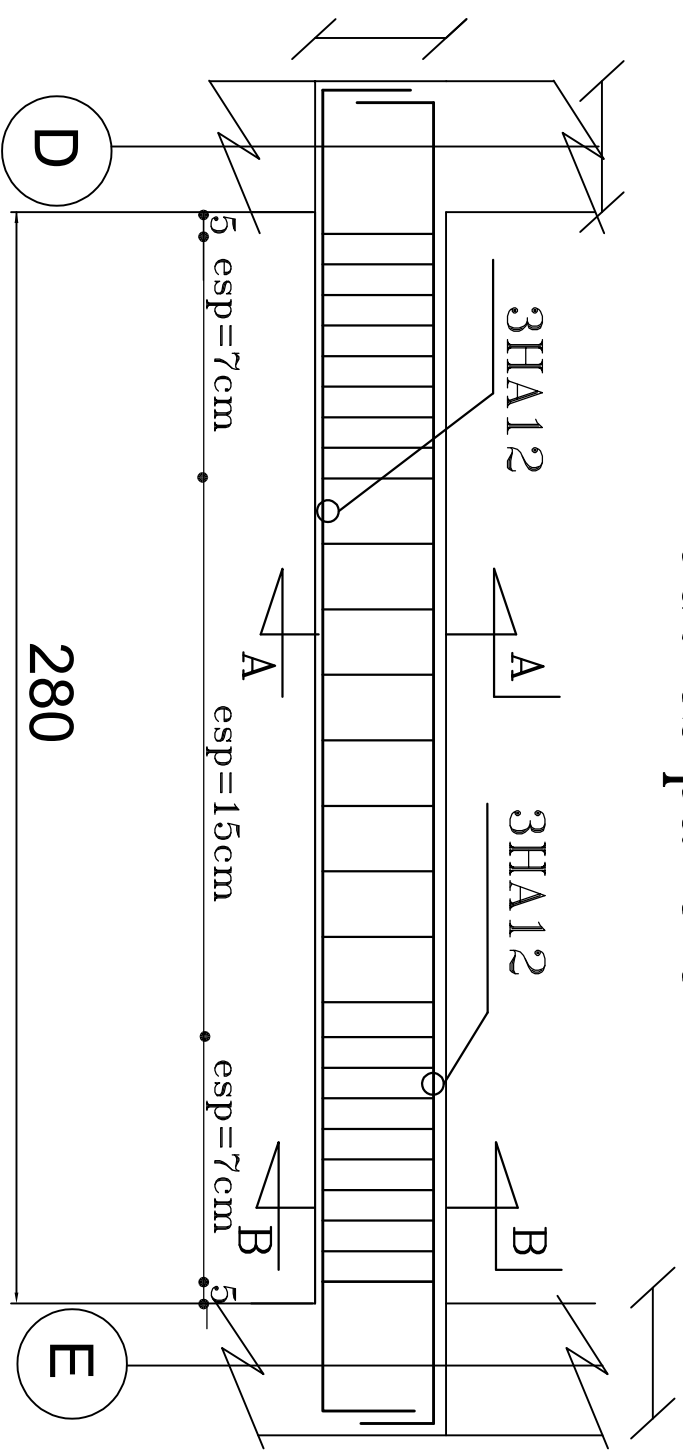
III.4.8. Ferrailage de la poutre palière :**Armatures longitudinales :**

- 3HA12 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en **HA8**

Poutres palierie



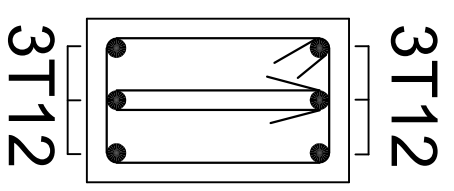
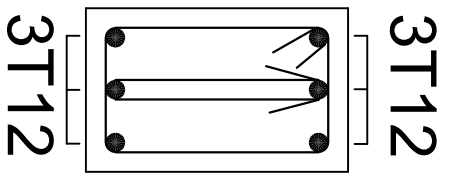
COUPE

A-A

B-B

35

35



25

25

D

E

280

5 esp=7cm

esp=15cm

esp=7cm

A

B

III.5. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

➤ Type 1 : dans le sens X-X

III.5.1 Pré dimensionnement

La poutre de chaînage à pour dimensions :

a) Hauteur de la poutre :

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

L = 4.15 m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10}$$

$$27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm

b) Largeur de la poutre :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : b = 25 cm

❖ Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 25 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 = 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow 1.4 \geq 4 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.

Donc notre poutre a pour dimension (b × h) = (25 × 35) cm²

III.5.2 Évaluation des charges G et surcharges Q :

- Poids propre de la poutre $= 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.1875 \text{ kN/ml}$.
 - Le poids du plancher $= 5.24 \times (0.65/2) = 1.703 \text{ kN/ml}$.
 - Poids du mur (double cloison) $= 2.80 \times (3.06 - 0.25) = 7.868 \text{ kN/ml}$
 - Le poids propre total $G = 11.76 \text{ kN/ml}$.
 - La charge d'exploitation $Q = 1.5 \times (0.65/2) = 0.49 \text{ kN/ml}$
- **Combinaison des charges**
- À l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 11.76 + 1.5 \times 0.49 = 16.611 \text{ kN/ml}$
 - À l'ELS : $q_s = G + Q = 11.76 + 0.49 = 12.25 \text{ kN/ml}$

III.5.3 Étude de la poutre à l'ELU :

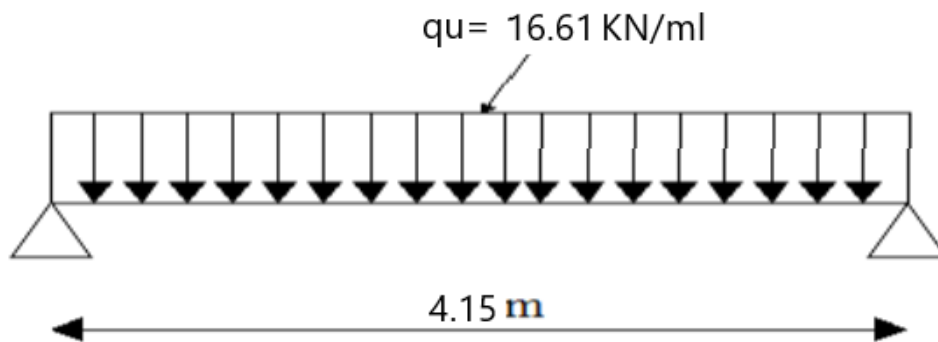


Figure III.5.1 : Schéma statique du calcul à l'ELU.

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16.61 \times 4.15}{2}$$

$$R_a = R_b = 34.465 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = - q_u x + R_a = - 16.61 x + 34.465$$

$$X = 0 \quad \rightarrow \quad T(x) = 34.465 \text{ KN}$$

$$X = 4.15 \text{ (m)} \quad \rightarrow \quad T(x) = -34.465 \text{ KN}$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{u\max} = M_u = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{16.61 \times 4.15^2}{8} = 35.76 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_{u\max} = 30.396 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = - 0.3 M_{u\max} = - 10.728 \text{ KN.m}$$

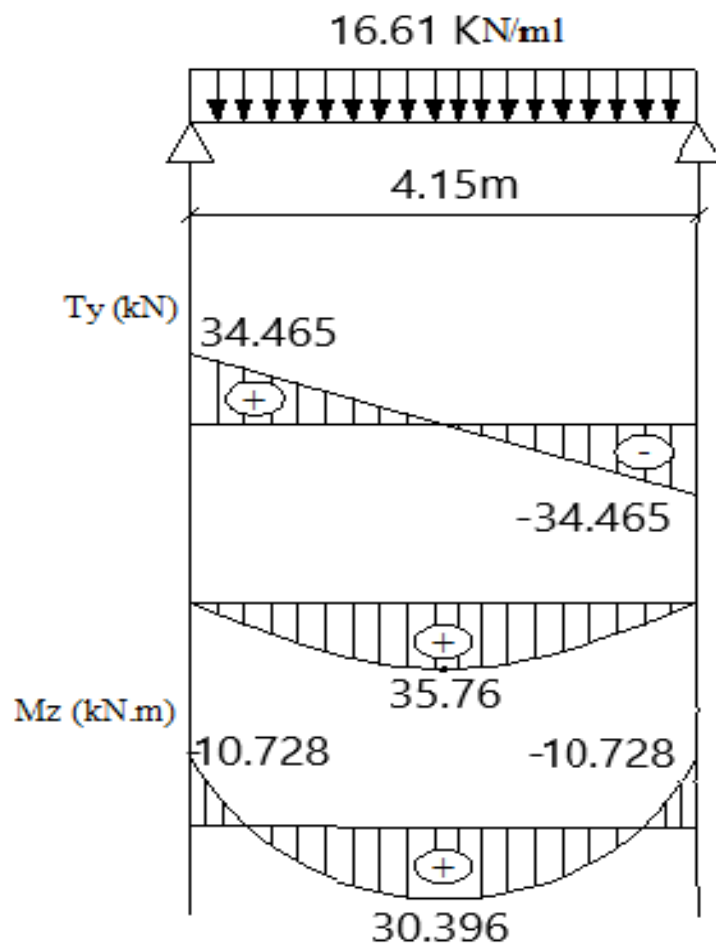


Figure III.5.2. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.5.4. Ferrailage de la poutre de chaînage :

A) Les armatures longitudinales

- En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{30.396 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30.396 \times 10^3}{0.956 \times 32 \times 348} = 2.855 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39 cm²**

- Sur appuis :

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.728 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_b = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.728 \times 10^3}{0.985 \times 32 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39 cm²**.

B) Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1.2 ; 1 ; 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$

On prend un cadre et une épingle en **4HA8 = 2.01 cm²**

Avec :

- h : La hauteur totale de la poutre.
- \varnothing : Le diamètre des barres longitudinales.
- b : La largeur totale de la poutre

C) Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\varnothing_t ; 30\right\} = \min\{7.5 ; 12 ; 30\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } St = 7 \text{ cm}$$

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\{8.75; 12\} \rightarrow St = 7 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

III.5.5. Vérifications à l'ELU

- a) **Condition de non fragilité (BAEL91. Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{400} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

- **Au appuis :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

- b) **Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{34.465 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,431 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,2 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,431 < \tau_{adm} = 3,33 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

- c) **Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times ft_{28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0.9d \sum u_i} = \frac{34.465 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 11.304 \times 10} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : Pas de risque d'entraînement des barres.

d) Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

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

Avec :

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

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

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

e) Soit les crochets de longueur (Art.A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0,4 L_s = 16,92 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis ...(Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{\max} < v_u$

$$v_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25000 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,25}{1,5}$$

$$v_u = 480 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 34,465 < v_u = 480 \text{ (KN)} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.5.6 Étude de la poutre à l'ELS :

On a : $q_s = 12,25 \text{ kN/ml}$.

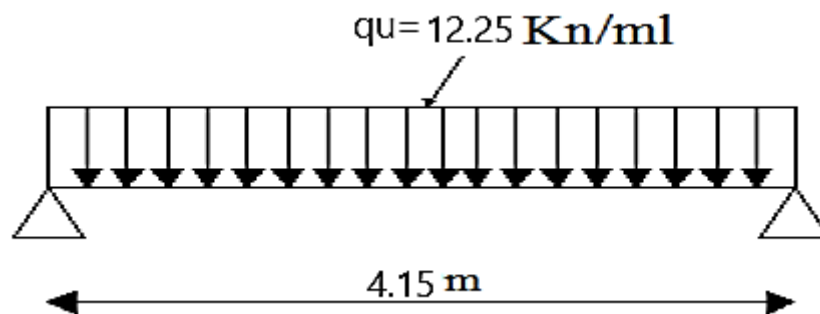


Figure III-5-3 : Schéma statique du calcul à l'ELS

a) Moment isostatique

$$M_s = M_{s\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{12,25 \times 4,15^2}{8} = 26,372 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :**

$$M_{sa} = -0,3 \times M_{s\max} = -0,3 \times 26,372 = -7,9116 \text{ kN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{st} = 0.85 \times M_{smax} = 0.85 \times 26.372 = 22.416 \text{ kN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_s = T_{smax} = \frac{qs \times L}{2} = \frac{12.25 \times 4.15}{2} = 25.42 \text{ kN.m}$$

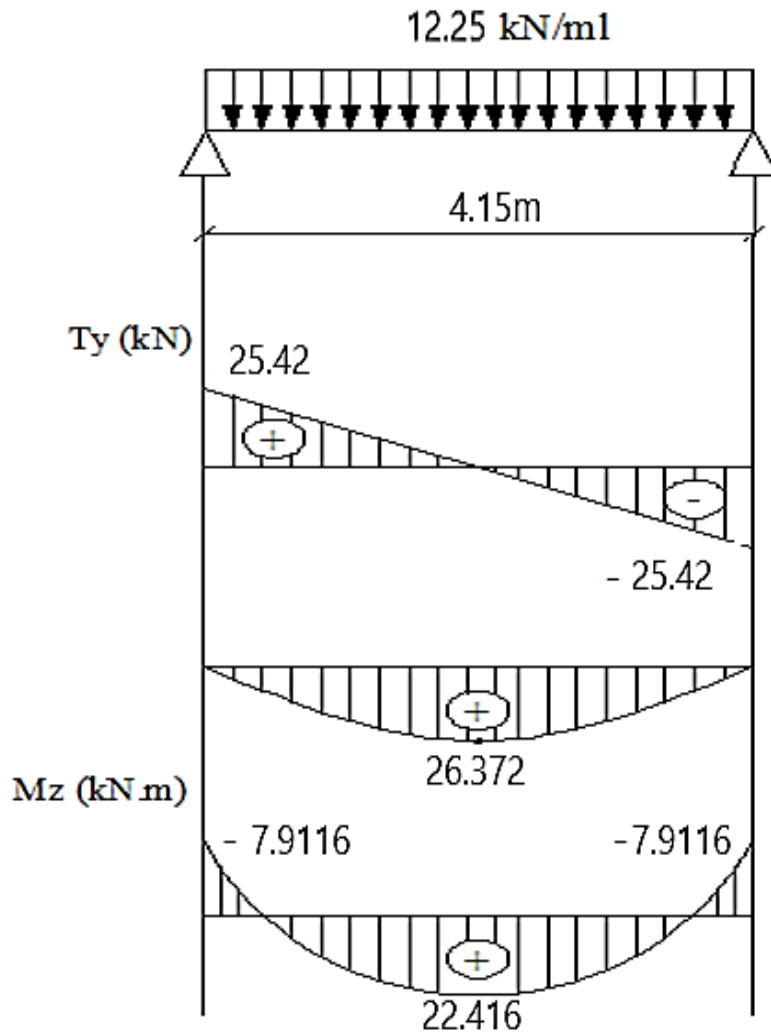


Figure III.5.4. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.5.7. Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :

- **Aux appuis :**

Aa=2.35cm² ; Msa =7. 9116kN.ml

❖ **La contrainte dans le béton :**

Il faut s'assurer que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$\beta = 0.915$ $K1 = 43.82$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta.d.A_{sa}} = \frac{7.9116 \times 10^3}{0.915 \times 32 \times 3.39} = 79.706 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{115}{43.82} = 2.624 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ **La contrainte dans l'acier :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$\sigma_{st} = 79.706 \text{ MPa}$

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

$\sigma_{st} = 79.706 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$

- **En travée**

At=3.39cm² ; Mst =22.416 kN.ml

❖ **Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = 2.624 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.424$$

$\beta = 0.900$ $K1 = 35$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta.d.A_{st}} = \frac{22.416 \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 229.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{229.6}{35} = 6.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ **La contrainte dans l'acier :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = 229.6 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 229.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$$

c) Vérification de la flèche (Art B.6.5,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0843 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22.416}{10 \times 26.372} = 0.0849 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

d) Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0.0083 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{smax} \times L^4}{E_v I}$$

Avec :

f : La flèche admissible.

Ev : module de déformation différée ($E_v = 3700 \sqrt{f_c} = 3700 \sqrt{253} = 108188.86 \text{ MPa}$)

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

V1 : Position de l'axe neutre

$$V1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

➤ **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b.h + 15A_t = 25 \times 35 + 15 \times 3.39 = 925.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15At \times d = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 32 = 16939.7 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{S_{xx}}{B0} = \frac{16939.7}{925.85} = 18.3 \text{ cm}$$

$$V2 = h - V1 = 35 - 18.3 = 16.7 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I = \frac{b}{3} (V1^3 + V2^3) + 15At(V2 - C)^2$$

$$I = \frac{25}{3} (18.3^3 + 16.7^3) + 15 \times 3.39(16.7 - 3)^2$$

$$I = 99426.953 \text{ cm}^4$$

➤ **La flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{smax} \times L^4}{Ev.I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.25 \cdot 10^3 \times 4.15^4}{108188.86 \times 99426.953 \cdot 10^{-2}} = 0.00044 \text{ m}$$

D'où : $f = 0.00044 \text{ m} < \bar{f} = 0.0092 \text{ m} \rightarrow$ la condition est vérifiée.

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

➤ **En travée :** 3HA 12 = 3.39 cm².

➤ **Aux appuis :** 3HA 12 = 3.39 cm².

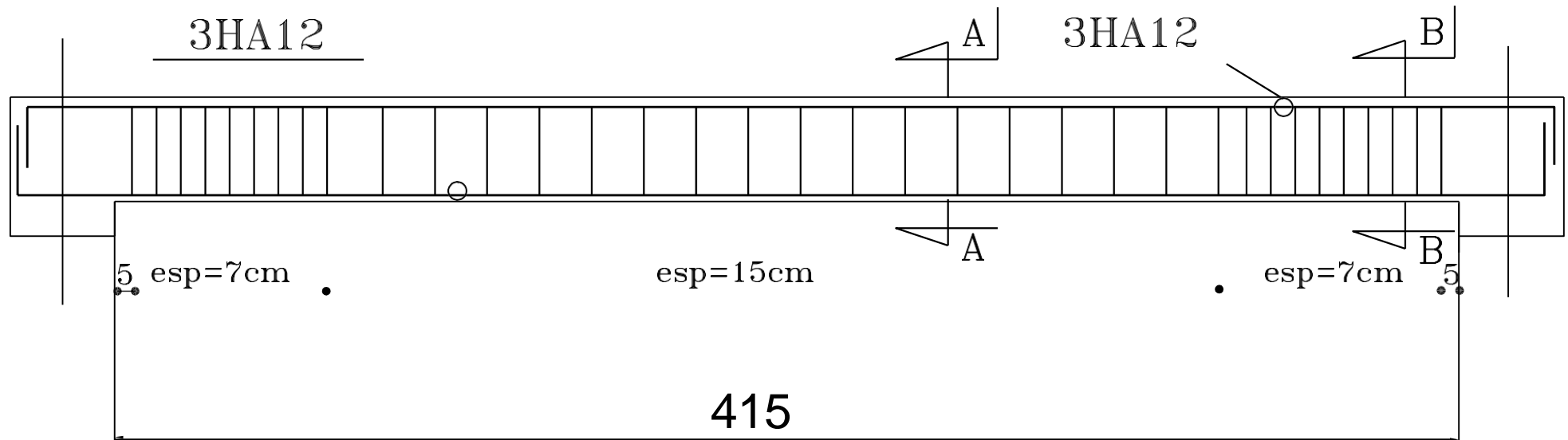
Les armatures transversales : 4HA8

Avec un espacement :

- Zone nodale : St = 7cm

- Zone courante : St = 15 cm

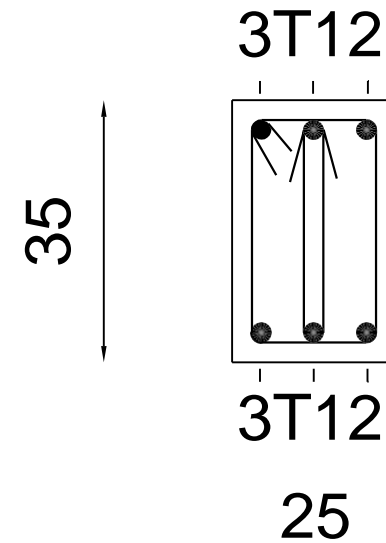
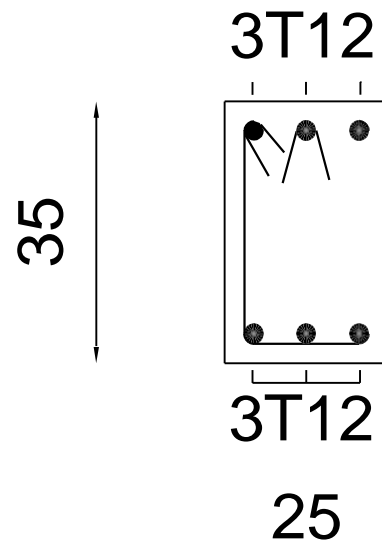
Poutre de Chainage 25 X 35



COUPE

A-A

B-B



➤ **Type 2 : dans le sens Y-Y**

III.5.8 Pré dimensionnement

La poutre de chaînage à pour dimensions :

a) Hauteur de la poutre :

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

$L = 3.70$ m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35$ cm

b) Largeur de la poutre :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : $b = 25$ cm

Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 25 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 = 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow 1.4 \geq 4 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.

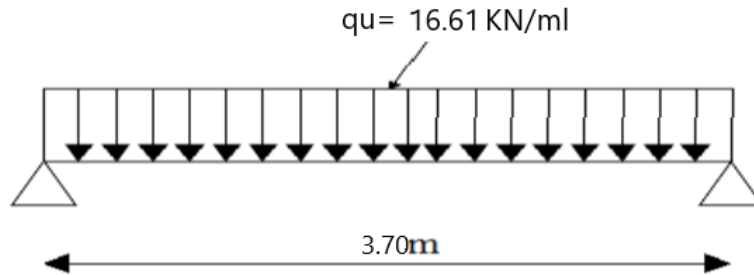
Donc notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

III.5.9 Évaluation des charges G et surcharges Q :

- Poids propre de la poutre $= 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.1875 \text{ kN/ml}$.
- Le poids du plancher $= 5.24 \times (0.65/2) = 1.703 \text{ kN/ml}$.
- Poids du mur (double cloison) $= 2.80 \times (3.06 - 0.25) = 7.868 \text{ kN/ml}$
- Le poids propre total $G = 11.76 \text{ kN/ml}$.
- La charge d'exploitation $Q = 1.5 \times (0.65/2) = 0.49 \text{ kN/ml}$

Combinaison des charges

- À l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 11.76 + 1.5 \times 0.49 = 16.611 \text{ kN/ml}$
- À l'ELS : $q_s = G + Q = 11.76 + 0.49 = 12.25 \text{ kN/ml}$

III.5.10 Étude de la poutre à l'ELU :**Figure III.5.5 : Schéma statique du calcul à l'ELU.****a. Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16.61 \times 3.70}{2}$$

$$R_a = R_b = 30.728 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = - q_u x + R_a = - 16.61 x + 30.728$$

- $X = 0 \quad \rightarrow \quad T(x) = 30.728 \text{ KN}$
- $X = 3.70 \text{ (m)} \quad \rightarrow \quad T(x) = -30.729 \text{ KN}$

c. Moment fléchissant :

$$M_{\text{umax}} = M_u = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{16.61 \times 3.70^2}{8} = 28.424 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_{\text{umax}} = 24.160 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = - 0.3 M_{\text{umax}} = - 8.527 \text{ KN.m}$$

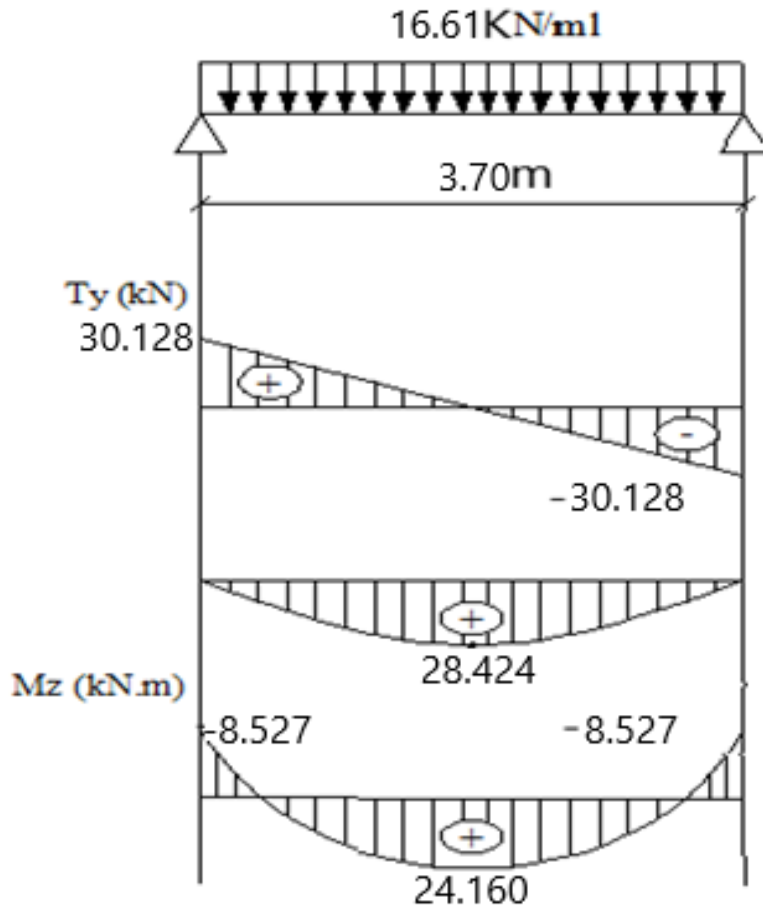


Figure III.5.6. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.5.11. Ferrailage de la poutre de chaînage :

a) Les armatures longitudinales

• En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.160 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.066 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.160 \times 10^3}{0.966 \times 32 \times 348} = 2.246 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm²

• Sur appuis :

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.527 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.023$$

$\mu_b = 0.023 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ **Section simplement armée**

$\mu_b = 0.023 \rightarrow \beta = 0.9885$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.527 \times 10^3}{0.9885 \times 32 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39 cm²**.

b) Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1.2 ; 1 ; 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$

On prend un cadre et une épingle en **4HA8=2.01cm**

Avec :

- h : La hauteur totale de la poutre.
- \varnothing : Le diamètre des barres longitudinales.
- b : La largeur totale de la poutre

c) Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\varnothing_t ; 30\right\} = \min\{7.5 ; 12 ; 30\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } St = 8 \text{ cm}$$

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\varnothing\right\} = \min\{8.75 ; 12\} \rightarrow St = 7 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

III.5.12. Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité (BAEL91. Art. A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifier.**

- **Au appuis :**

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifier.**

c) Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{30.728 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,384 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,384 < \tau_{adm} = 3,33 \text{ (MPa)} \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

d) Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

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

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

Avec :

$$\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0,9d \sum u_i} = \frac{30.728 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 11.304 \times 10} = 0,944 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,944 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

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

Avec :

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

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

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

i) Soit les crochets de longueur (Art.A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0,4 L_s = 16,92 \text{ cm}$$

j) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis ...(Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{max} < V_u$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25000 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,25}{1,5}$$

$$V_u = 480 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 30.728 < v_u = 480 \text{ (KN)} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.5.13 Étude de la poutre à l'ELS :

On a : $q_s = 12.25 \text{ kN/ml}$.

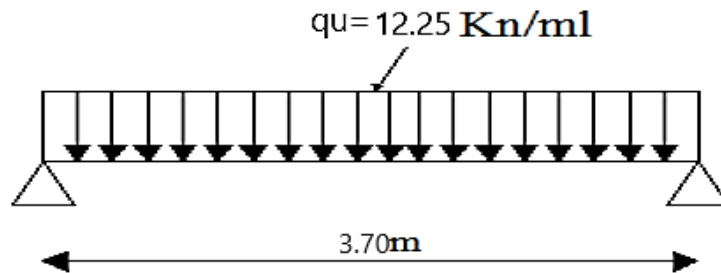


Figure III-5-7 : Schéma statique du calcul à l'ELS

a) Moment isostatique

$$M_s = M_{s\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{12.25 \times 3.70^2}{8} = 20.963 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :**

$$M_{sa} = -0.3 \times M_{s\max} = -0.3 \times 20.963 = -6.289 \text{ kN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{st} = 0.85 \times M_{s\max} = 0.85 \times 20.963 = 17.818 \text{ kN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_s = T_{s\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{12.25 \times 3.70}{2} = 22.662 \text{ kN.m}$$

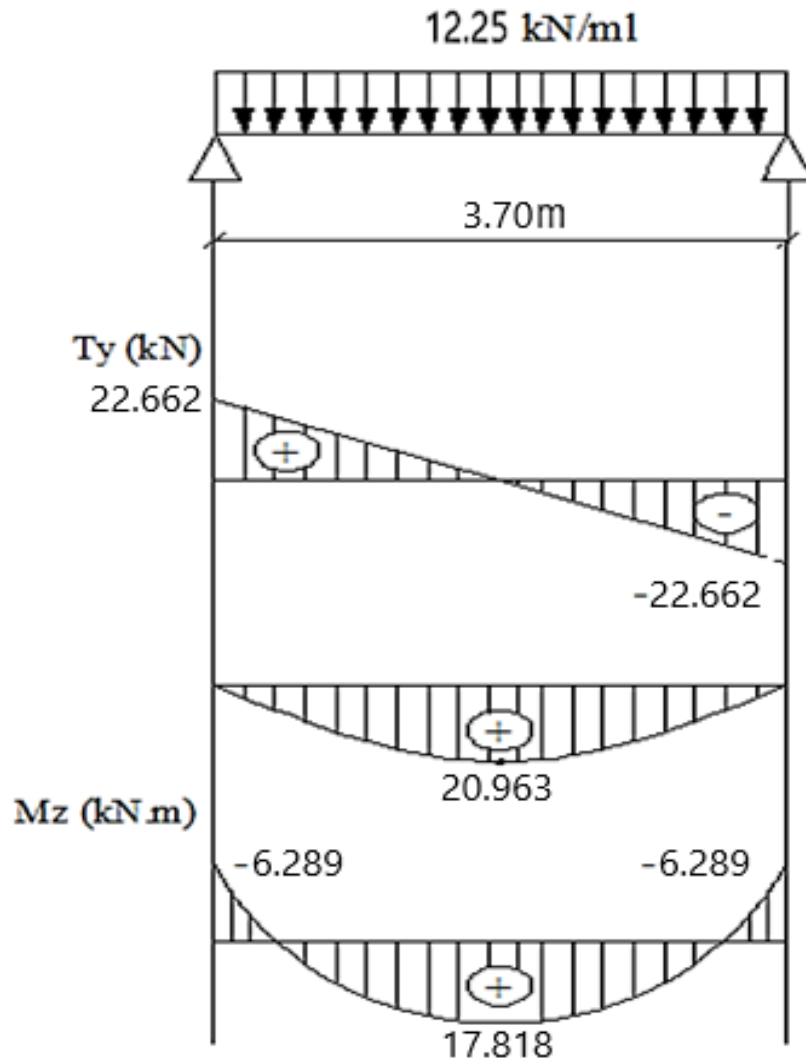


Figure III.5.8. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.5.14. Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :

- Aux appuis :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_{sa} = -6.289 \text{ kN.m}$$

❖ La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$\beta = 0.915 \quad K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{6.289 \times 10^3}{0.915 \times 32 \times 3.39} = 63.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{63.36}{43.82} = 1.446 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = 63.36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 63.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$$

• En travée

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_{st} = 17.662 \text{ KN.m}$$

❖ Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 2.086 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.424$$

$$\beta = 0.900 \quad K_1 = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{17.818 \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 182.501 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{182.501}{35} = 5.214 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = 182.501 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 182.501 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{condition vérifier}$$

b) Vérification de la flèche (Art B.6.5,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0843 \geq \frac{Mt}{10M0} = \frac{17.818}{10 \times 20.963} = 0.0849 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

c) Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{smax} \times L^4}{Ev.I}$$

Avec :

f : La flèche admissible.

Ev : module de déformation différée ($Ev=3700\sqrt{fc}283=3700\sqrt{253}=108188.86$ MPa)

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

V1 : Position de l'axe neutre

$$V1 = \frac{S_{xx}}{B0}$$

➤ **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B0 = b.h + 15At = 25 \times 35 + 15 \times 3.39 = 925.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15At \times d = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 32 = 16939.7 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{S_{xx}}{B0} = \frac{16939.7}{925.85} = 18.3 \text{ cm}$$

$$V2 = h - V1 = 35 - 18.3 = 16.7 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I = \frac{b}{3} (V1^3 + V2^3) + 15At(V2 - C)^2$$

$$I = \frac{25}{3} (18.3^3 + 16.7^3) + 15 \times 3.39(16.7 - 3)^2$$

$$I = 99426.953 \text{ cm}^4$$

➤ **La flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{smax} \times L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.25 \cdot 10^3 \times 3.70^4}{108188.86 \times 99426.953 \cdot 10^{-2}} = 0.0002 \text{ m}$$

D'où : $f = 0.0002 \text{ m} < \bar{f} = 0.0092 \text{ m} \rightarrow$ la condition est vérifiée.

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

➤ **En travée :** 3HA 12 = 3.39 cm².

➤ **Aux appuis :** 3HA 10 = 2.35 cm².

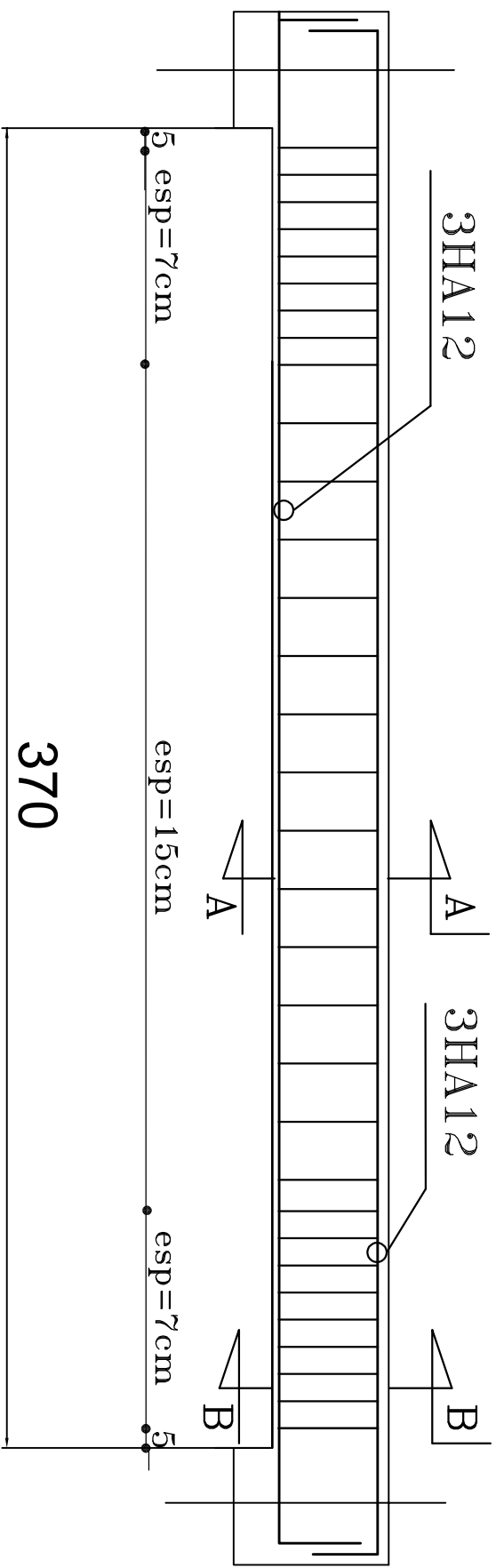
Les armatures transversales : 4HA8

Avec un espacement :

- Zone nodale : St = 7cm

- Zone courante : St = 15 cm

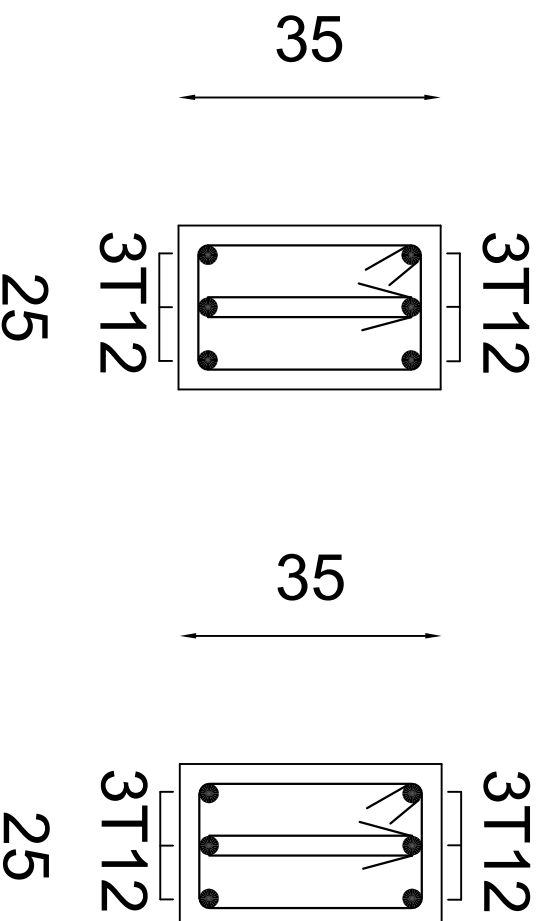
Poutre de Chainage 25 X 35



COUPE

A-A

B-B



III.6. Dalle pleine :(balcon)

Introduction :

Une dalle pleine repose sur des appuis qui peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Une dalle pleine peut être encastrée totalement ou partiellement sur leur contour :

- Appuyée sur deux ou plusieurs appuis . Si $\frac{Lx}{Ly} > 0.4$
- Assimilée à une console. Si $\frac{Lx}{Ly} < 0.4$

Dans notre cas on a : $\frac{Lx}{Ly} = \frac{1.35}{3.3} = 0.41 > 0.4$

Donc nous avons une dalle pleine appuyée sur trois appuis

III.6.1. Pré-dimensionnement de la dalle pleine :

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

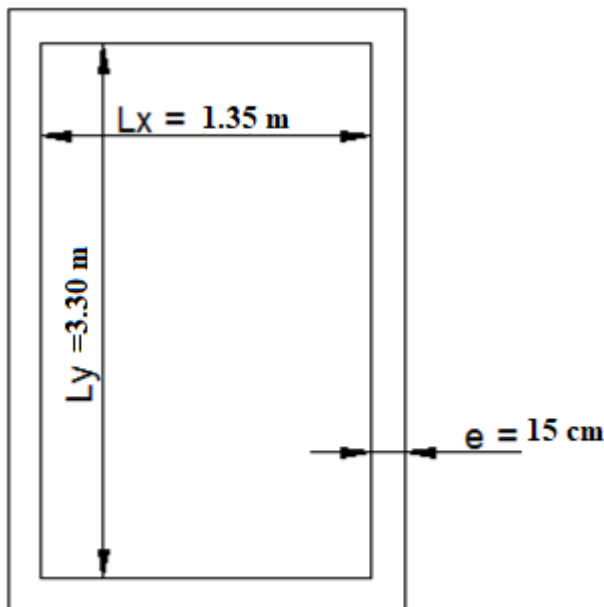


Figure III.6.1 : Panneau de dalle du balcon

Avec une épaisseur de la dalle :

$$ht > \frac{Lx}{10} = \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm}$$

L : La largeur du balcon (L max = 135cm).

Nous avons la limite du **RPA** minimale qui est de 12 cm. Pour notre cas, on opte pour **ht= 15 cm**

III.6.2. Calcul des sollicitations :

a. Combinaison de charge :

-le poids propre de la dalle pleine est estimé dans le **chapitre II** par : $G= 5.33 \text{ KN/m}^2$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

➤ ELU :

$$qu1 = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.33) + (1.5 \times 3.5) = 12.45 \text{ KN/ml.}$$

➤ ELS :

$$qs1 = (G + Q) \times 1 m = (5.33 + 3.5) \times 1 = 8.83 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul des moments :

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{135}{330} = 0.41 > 0.4 \text{ donc : la dalle travail suivant les deux sens}$$

Alors : $Mx = \mu_x \cdot q \cdot lx^2$

$$My = \mu_y \cdot Mx$$

➤ ELU :

$$\mu_x = 0.1078 \longrightarrow M_x = 0.1078 \times 12.45 \times 1.35^2 = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.250 \longrightarrow M_y = 0.250 \times 2.44 = 0.61 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

$$\mu_x = 0.1100 \longrightarrow M_x = 0.1100 \times 8.83 \times 1.35^2 = 1.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.301 \longrightarrow M_y = 0.301 \times 1.77 = 0.53 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés sont multipliés par le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

Suivant xx :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = 0.3 M_x$$

Suivant yy :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = 0.3 M_y$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	XX			YY		
	M _x (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _{ax} (KN.m)	M _y (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ay} (KN.m)
ELU	2.44	2.07	0.732	0.61	0.52	0.183
ELS	1.77	1.50	0.531	0.53	0.45	0.159

Tableau :Tableaux récapulatif des moments de la dalle pleine

III.6.3. Calcul des armatures longitudinales :

On fait les calculs à la flexion simple :

b=100cm ; h=15cm ; d=0.8h=12cm ; d'=C'=3cm

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} ; A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Position		M _u	μ _u	μ ₁ =0.391	β	A _s (cm ²)	A _{min}	Choix	A _s adopté
Sens XX	Travée	2.07	0.010	μ _u < μ ₁	0.995	0.43	1.5	4HA8	2.01
	Appuis	0.732	0.0035	μ _u < μ ₁	0.9985	0.15	1.5	4HA8	2.01
Sens YY	Travée	0.52	0.0025	μ _u < μ ₁	0.999	0.11	1.5	4HA8	2.01
	Appuis	0.183	0.0089	μ _u < μ ₁	0.996	0.04	1.5	4HA8	2.01

Tableau : Tableaux récapulatif des armatures longitudinales

➤ Vérification à l'ELU :

Contrainte tangentielle :

La fissuration étant peu nuisible, le BAEL nous recommande :

- $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$

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

➤ Sens XX :

$$V_x = \frac{qL_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = \frac{12.45 \times 1.35}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.41}{2}}$$

$$V_x = 6.97 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{6.97 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.058 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.CV}$$

➤ **Sens YY :**

$$V_y = \frac{qL_y}{3} = \frac{12.45 \times 3.30}{3} = 13.69$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{13.69 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.CV}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : μ_c : périmètre de contour $\mu_c = 2 \times (1.35 \times 3.30) = 8.91 \text{ m}^2$

$$Q_u = \frac{0.045 \times 8.91 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1002.37 \text{ KN}$$

$$q_u = 12.45 < 1002.37 \text{ KNC.V}$$

➤ **Vérification de l'écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = \min (30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Direction secondaire ou moins sollicitée : min (3h, 33 cm).

$$St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

➤ **Diamètre minimale des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante : $\varphi_{\max} \leq h/10 = 15/10 = 1.5 \text{ cm}$

$\varphi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm la condition est vérifiée}$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

a) Vérification des armatures longitudinales :

• **Sens XX :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_{ux} + \frac{Mu_{app}}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} (6.97 + \frac{0.732}{0.9 \times 0.12})$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.039 \text{ cm}^2 CV$$

• **Sens YY :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_{uy} + \frac{Mu_{app}}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} (13.69 + \frac{0.183}{0.9 \times 0.12})$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.044 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4 b_0 (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

• **Sens XX :**

$$V_u = 6.97 < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 12 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 720 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Sens YY :**

• $V_u = 13.69 < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 12 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 720 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

La position de l'axe neutre y:

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \longrightarrow 50y^2 - 15 \times 2.01(12-y) = 0 \longrightarrow y = 3\text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y) = 3342.15$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Position		M _{ser} (KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Sens XX	Travée	1.50	3	3342.15	1.35	15	CV
	Appuis	0.531	3	3342.15	0.48	15	CV
Sens YY	Travée	0.45	3	3342.15	0.40	15	CV
	Appuis	0.159	3	3342.15	0.14	15	CV

Tableau : Tableaux récapitulatif des vérifications

c. Vérification de l'état limite de déformation : (ArtB.6.5.1 BAEL91/99)

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

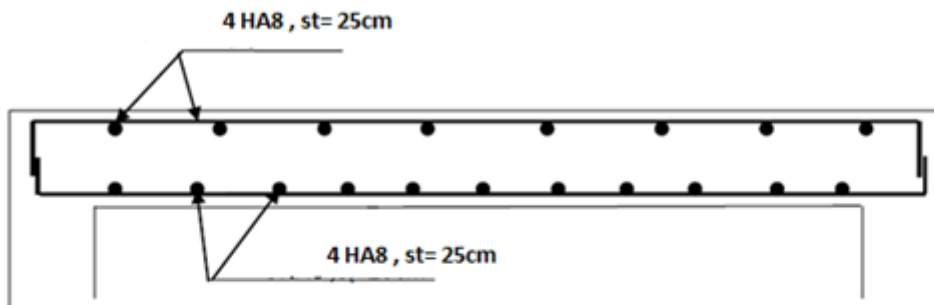
$$\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.111 \geq \frac{M_u}{10M_0} = \frac{0.531}{10 \times 0.531} = 0.1 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x :



Sens y-y :

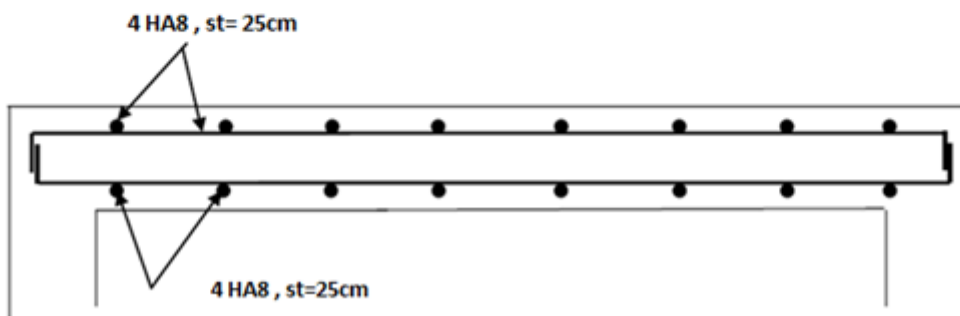


Figure III : ferrailage de la dalle de balcon

Chapitre IV :
Modélisation de la structure (ETABS)

V. Présentation de l'Etabs et modélisation :

V.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque noeud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des noeuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3. Description de logiciel Etabs :

ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel du calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- ❖ La modélisation de tous types de structure.

- ❖ La prise en compte des propriétés des matériaux.

- ❖ Le calcul et le dimensionnement des éléments.
- ❖ L'analyse des effets dynamique et statique.
- ❖ La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

Rappel :(terminologie)

- Grid line : ligne de grille
- Joints : noeuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Element: élément
- Restraints : degrés de liberté (D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

IV.2 Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les Principales étapes sont les suivantes :

- Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,)
- Dessin de la structure

- Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définition du séisme (Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/version 2003);
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3 La modélisation

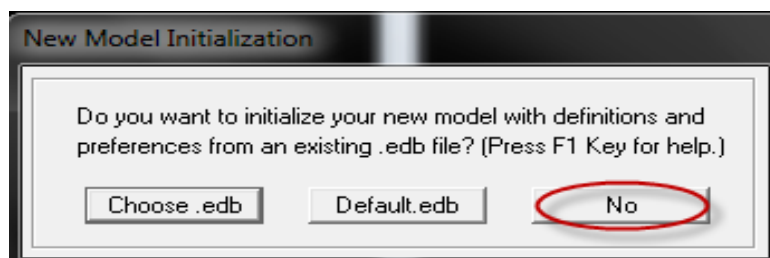
➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).

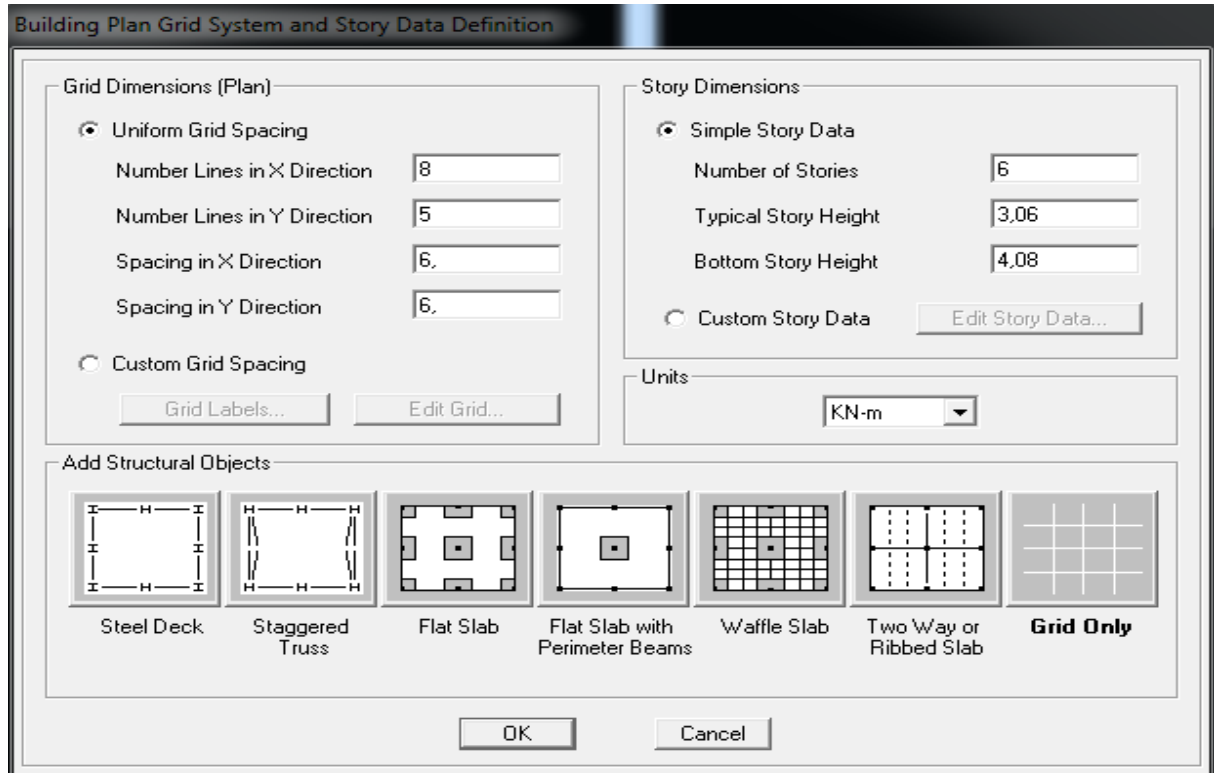


- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Dans notre cas en choisi « Default. edb » . Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)

- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)



➤ **Modification de la géométrie de base :**

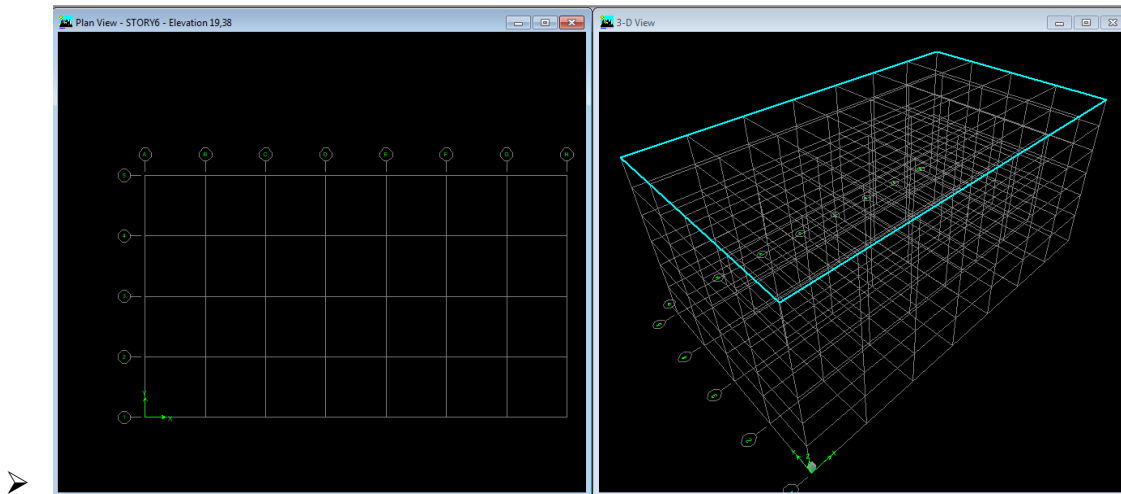
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des Hauteurs d'étage Nous cliquons sur **Custom** ⇒ **Grid Edit Grid**



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur Spacing puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.



Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure



Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:

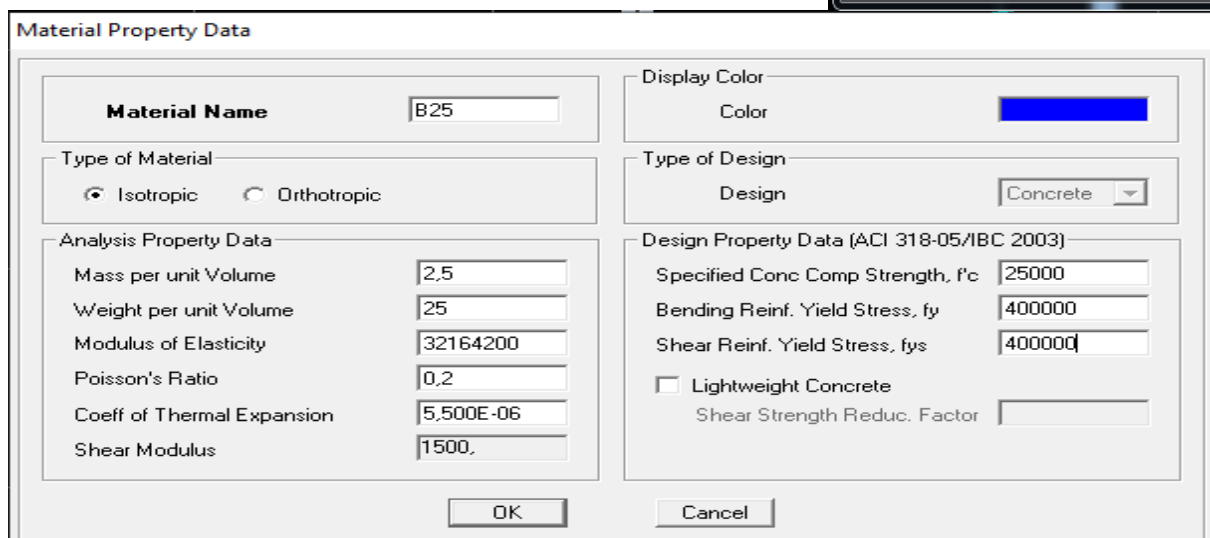
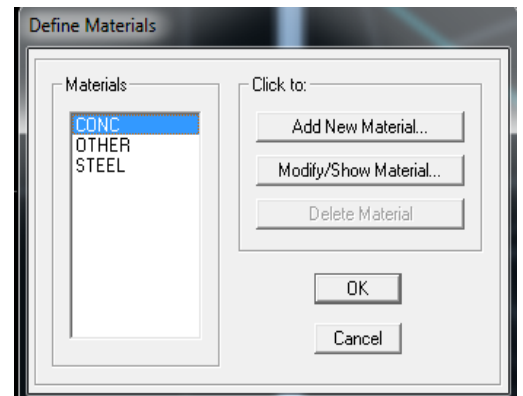
On clique sur **Define** puis **Materialproprietes** au en Utilisant le raccourci suivant



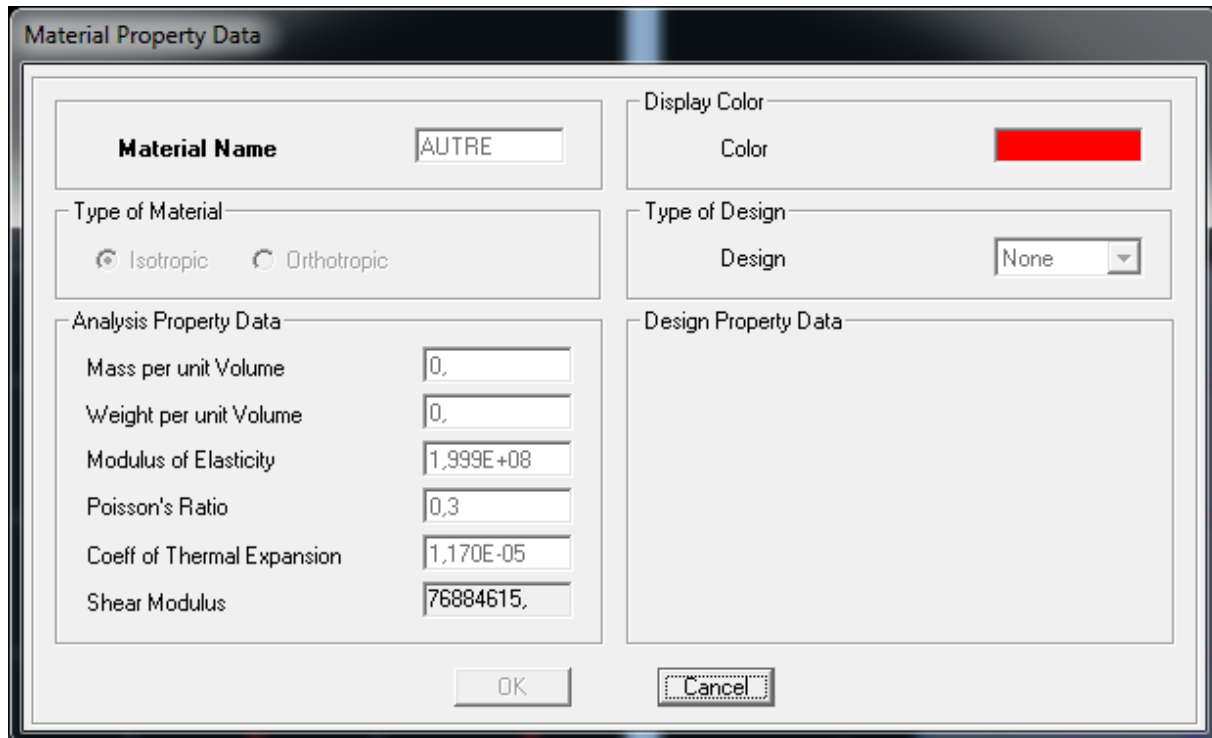
Nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

- La masse volumique
- Module d'élasticité
- Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- Limite élastique de l'acier transversal

Dans la fenêtre suivante



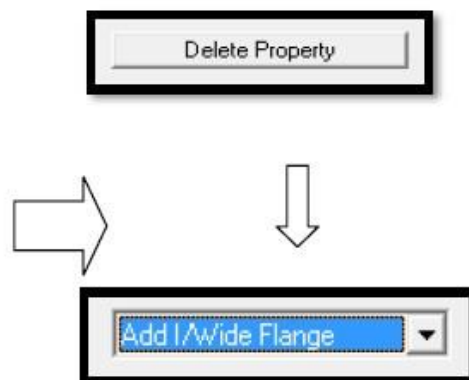
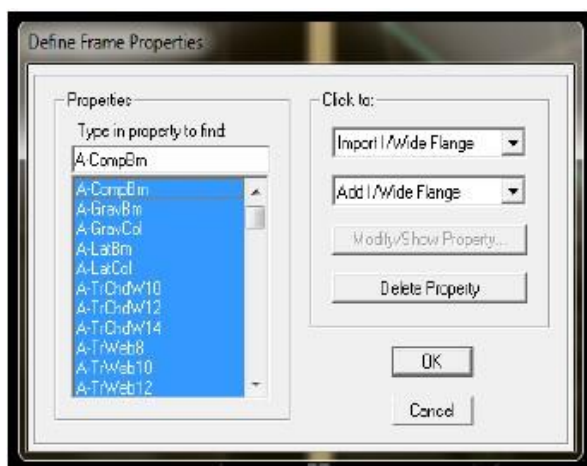
Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».



➤ **Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

Dans cette étape on va définir des nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

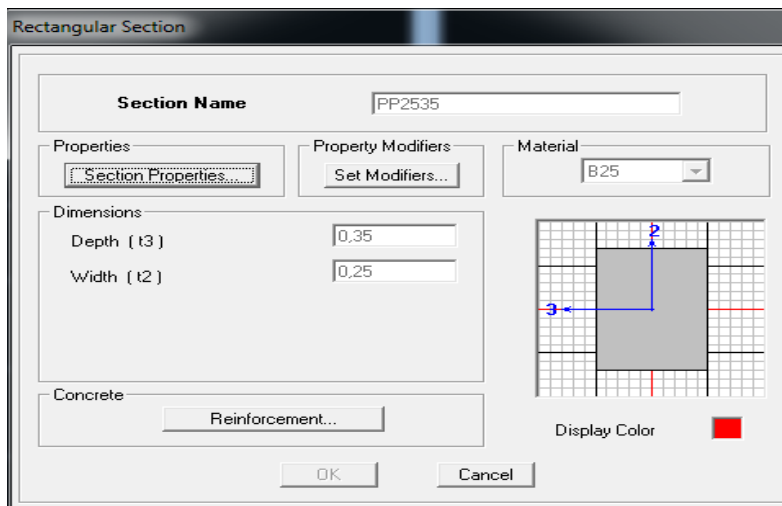
Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** au en utilisant le raccourci suivant. 



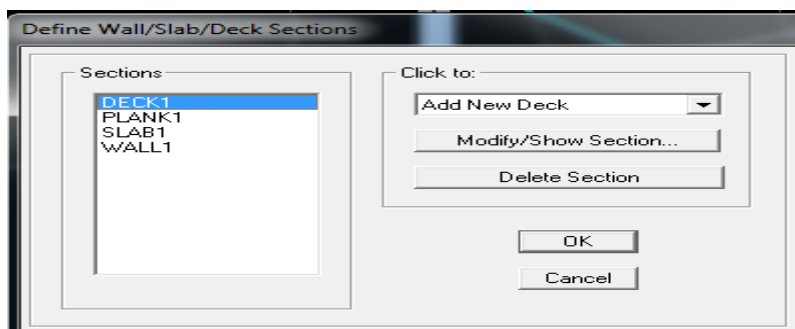
Nous commençons d'abord par supprimé toutes les profilent des sections standard donné pas l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur delete **property**

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires). La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **width**



- On fait les mêmes étapes pour les autres sections (Ps 25*35).
- Nous procéderons de la même manière pour les poutres que les poteaux
- En sélection **Reinforcement** après Beam pour les poutres.
- Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).
- On choisit le menu **Defineet wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant.



➤ **Définition des plancher et des dalles pleine**

Clique sur **Add New Slab**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la

➤ **Dessin des éléments de la structure**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après


➤ **Pour les poteaux :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Columns in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant.




Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pot **35*40** par exemple) on valide.

➤ **Pour la poutre :**

- On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Lines in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant .
- Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.

➤ **Pour les voiles :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Draw Lines au** en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**V1** par exemple) on valide.


➤ **Pour les plancher et les dalles pleine :**

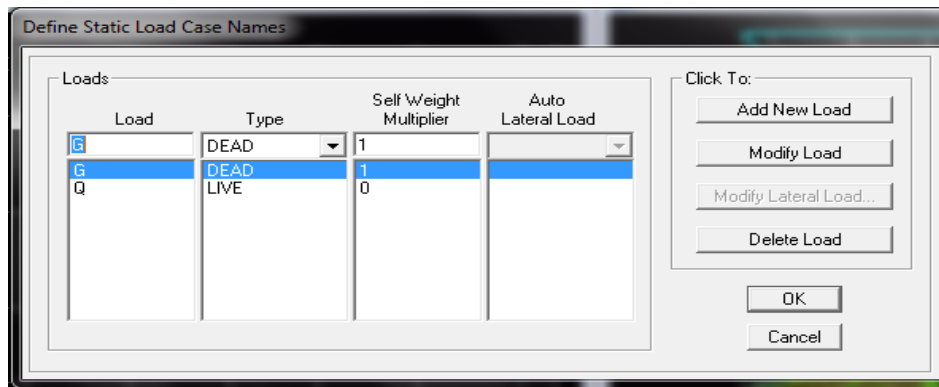
On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Area objects** ⇒ **Create Areas at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**CC** par exemple) on valide.

➤ **Définition des charges et surcharges (G et Q)**

- **Charges statiques :**

Choisir dans le menu déroulant : **Define** ⇒ **Static load cases** au en utilisant le raccourci suivant .




Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add newLoad**.

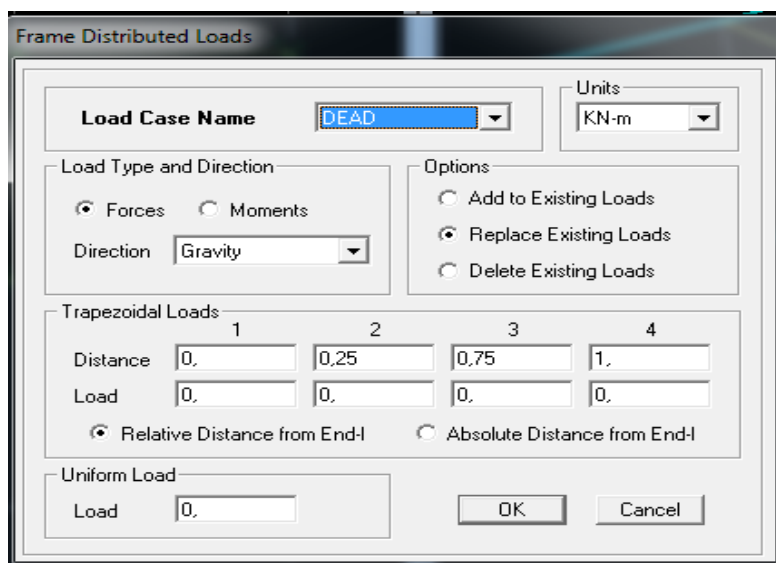
Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.

➤ Chargement :

Charger les éléments barres (Poutres)

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line Loads** ⇒ **distributed** au en utilisant le raccourci suivant  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît On aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).

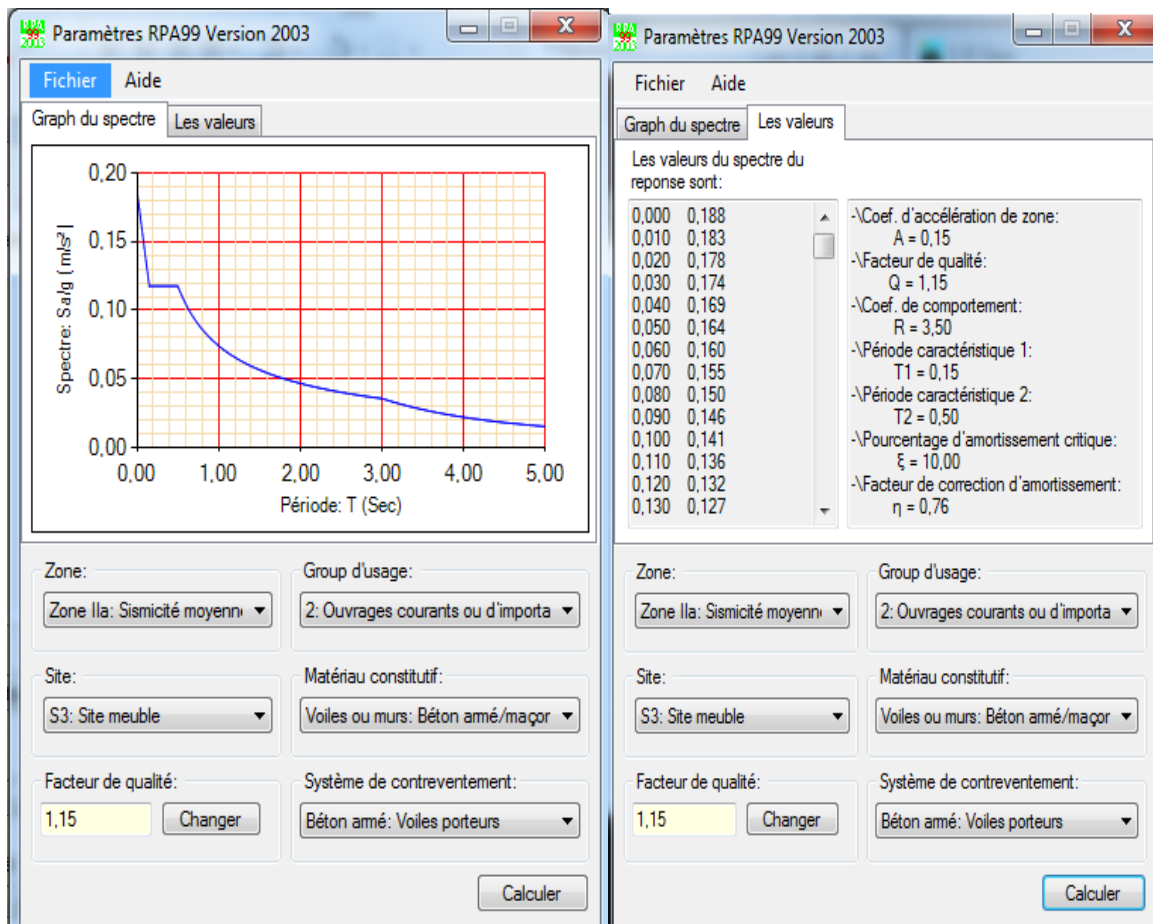


- Pour charger un voile on clique sur
- Pour charger les plancher et les dalles pleine

➤ **Charge dynamique (EX et EY)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.



➤ **Facteur de qualité (Q) :**

$$Q = 1 + \sum pq \quad Q_x = 1.15$$

$$Q_y = 1.15$$

- Coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $t\xi = 10\%$ (structure en voiles).
- Catégorie de site : **S3** (site meuble)

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur:

Define Response \implies Spectrum function

Spectrum from file Function Name

(Nom du spectre) : **RPA.**

On clique sur **OK** pour valider.

➤ **Définition de la charge les directions sismique EX et EY:**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux Directions X et Y, on clique sur : **Define \implies Response Spectrum Cases \implies Add New Spectrum.**

➤ **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$, **ELS** : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

- $G + Q \pm Ex$, $G + Q \pm Ey$, $0.8G \pm Ex$, $0.8G \pm Ey$

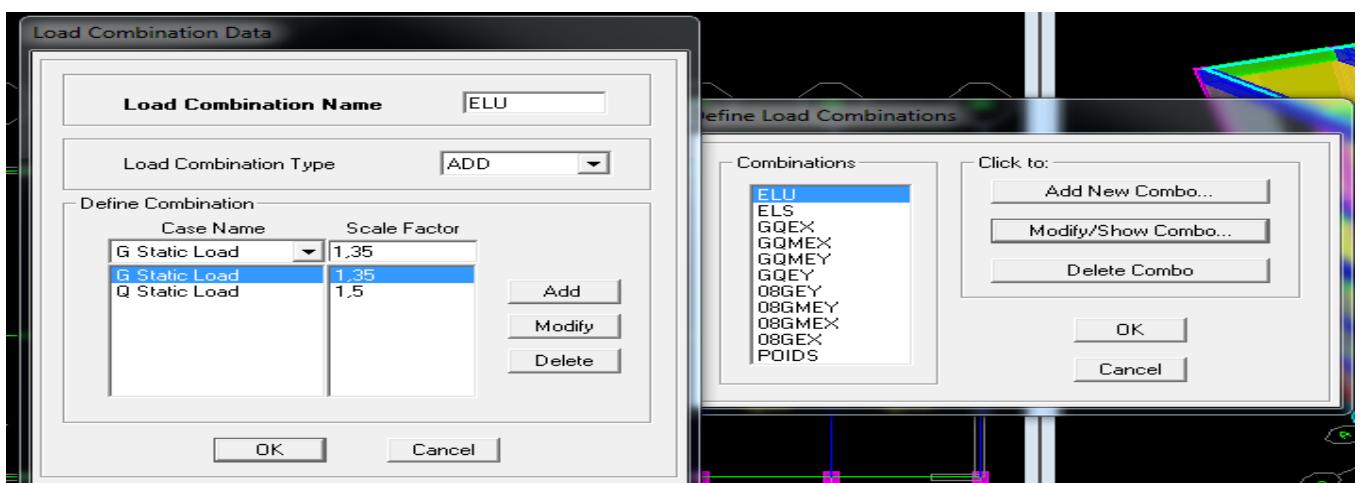
➤ **Combinaisons de poids :**

- $W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define \implies load Combinations**

au en utilisant le raccourci suivant  .

\implies **Add New Combo \implies Choisir le nom \implies définir le coefficient.**



OK \implies OK.

➤ **Définir la masse source :**

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à:

- $W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

- β : Coefficient de pondération

d'après le RPA Avec $\beta = 0.2$

L'instruction à suivre :

Define \implies **source** ou bien on clique sur cette icône



On donne la valeur **1** pour la charge permanente **G**.

On donne la valeur **0,2** pour la charge d'exploitation **Q**

➤ **Spécification des conditions aux limites :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **Appuis :**

Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure

Assign \implies **Joint/point** \implies **Restraints** au en utilisant le raccourci suivant :

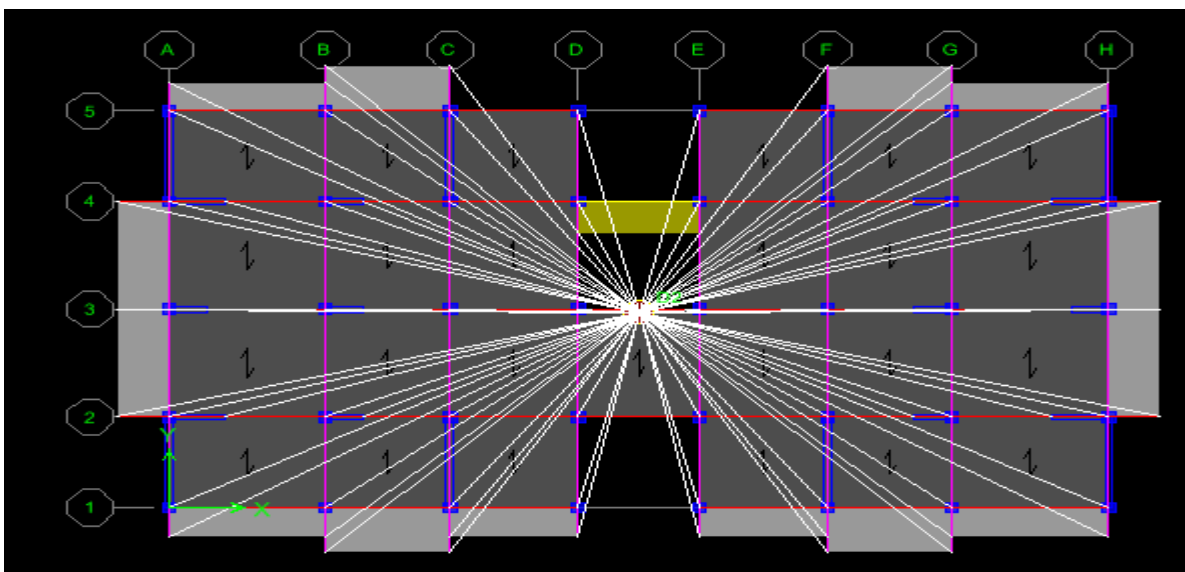


➤ **Diaphragmes**

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône



ou en suivant les étapes suivantes : **Assign** \rightarrow **joint/ point** \rightarrow **Diaphragme Add New Diaphragm**.

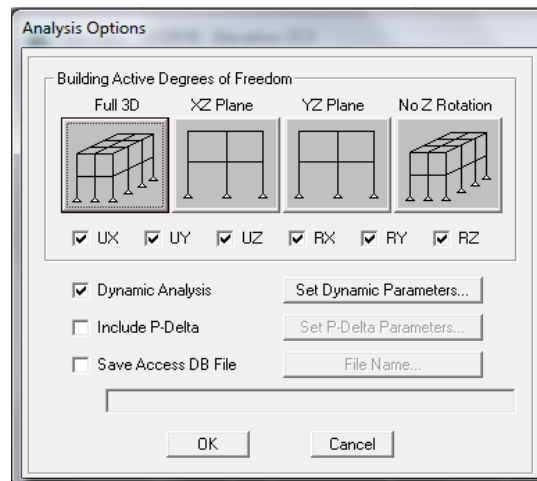


Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider, on refait la même opération pour chaque plancher.

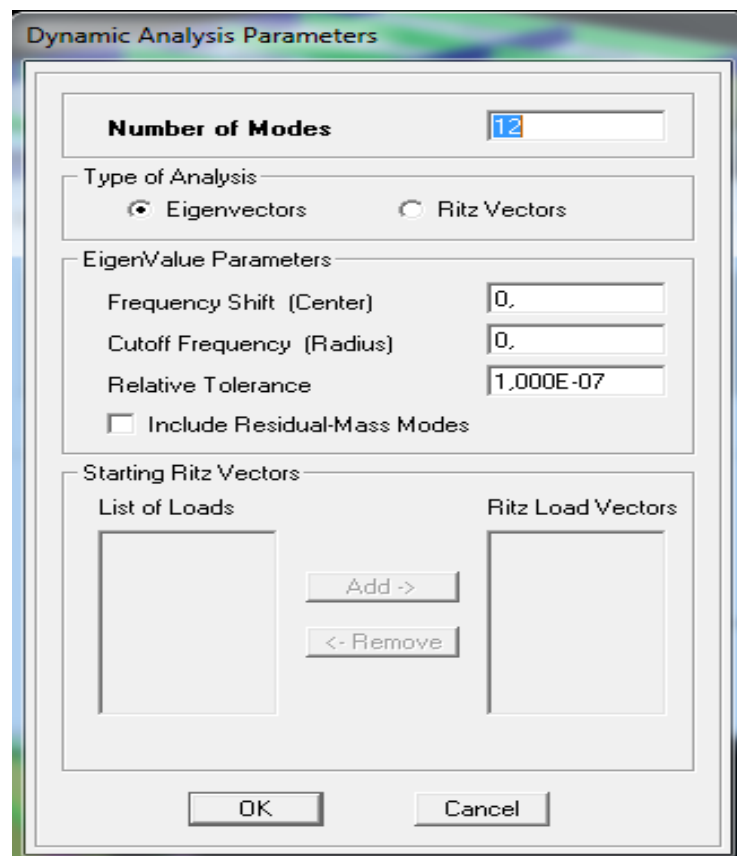
➤ Analyse de la structure

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze ⇒ Set analysis Options.



Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

On lance l'Analyse ⇒ **Run(F5)**,

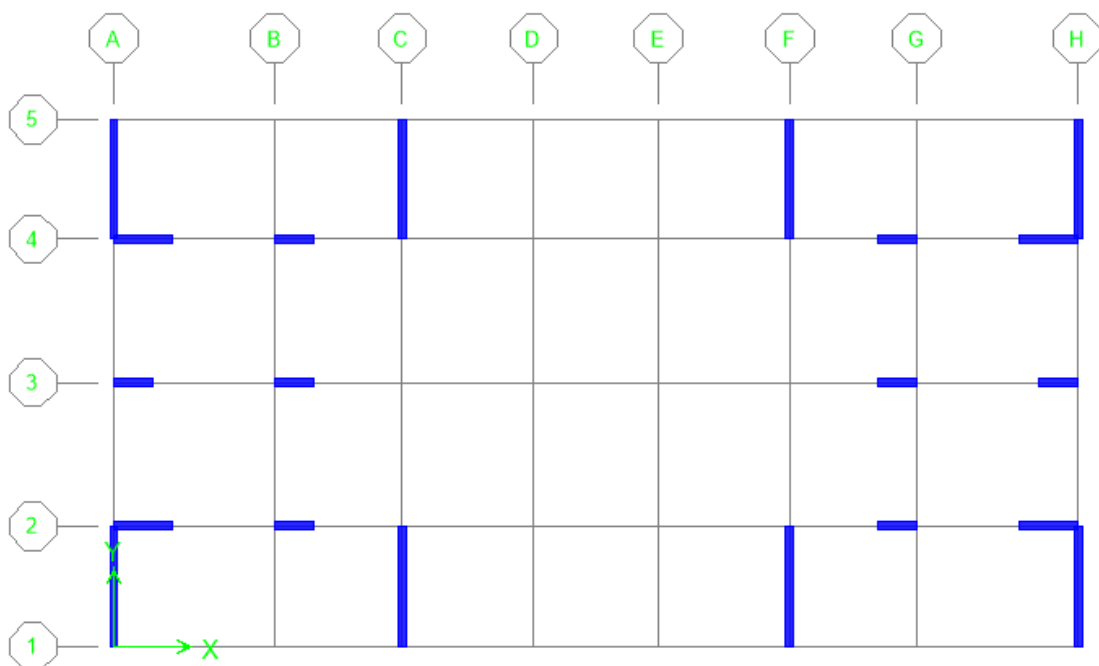
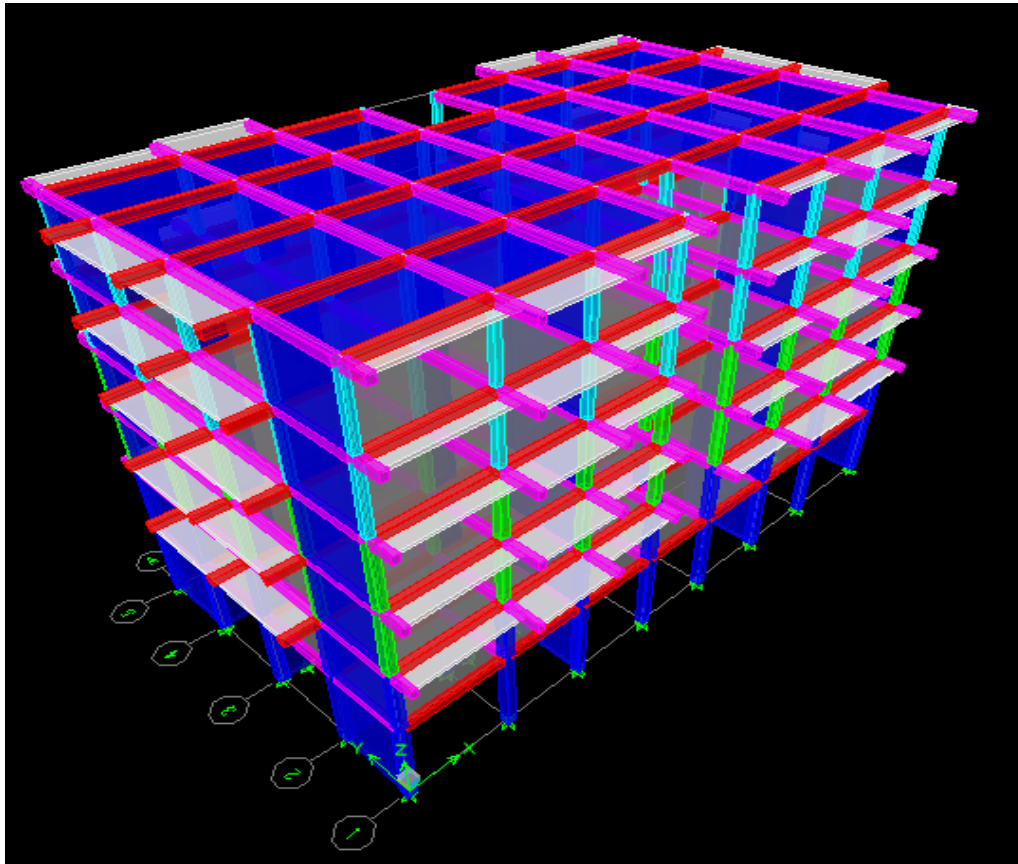


Figure : Dispositions des voiles

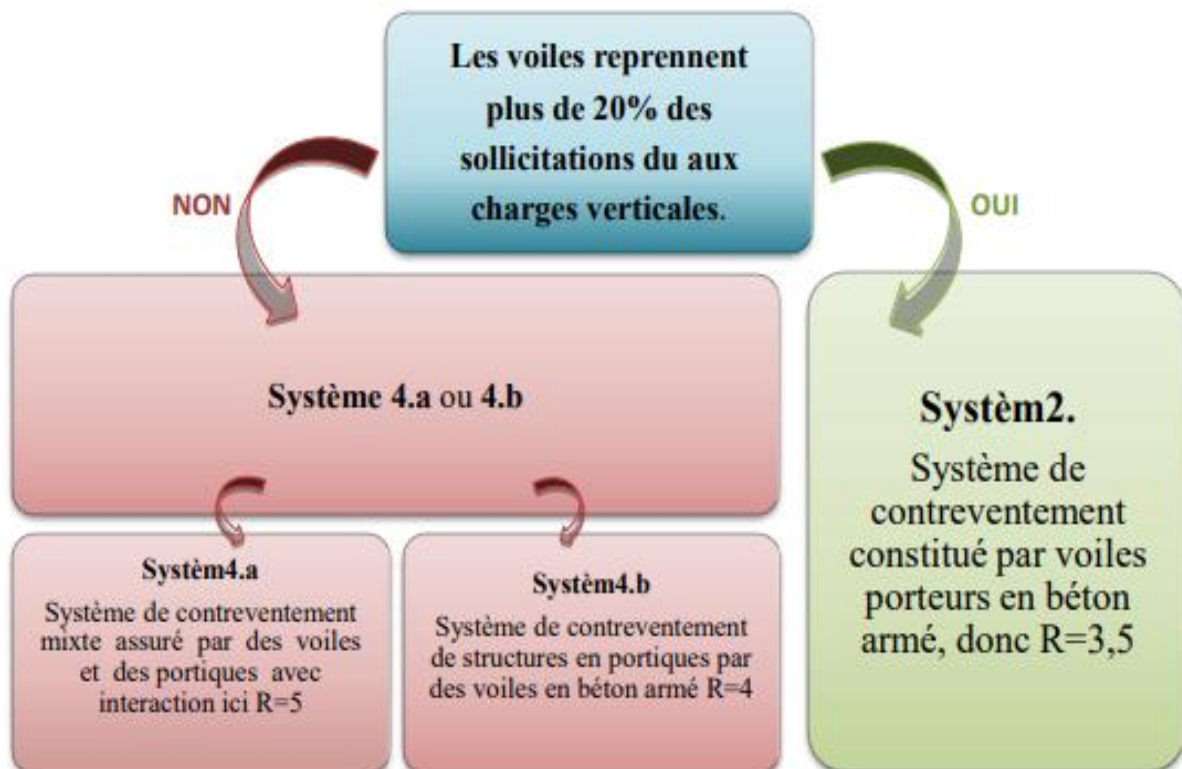
Chapitre V :
Vérification des exigences du RPA99

V.1) Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2) Justification du système de contreventement

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA). Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.



Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans ETABS on suit les étapes ci-après :

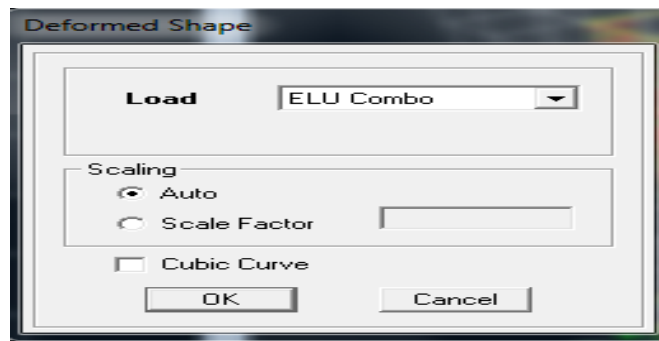
View → **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

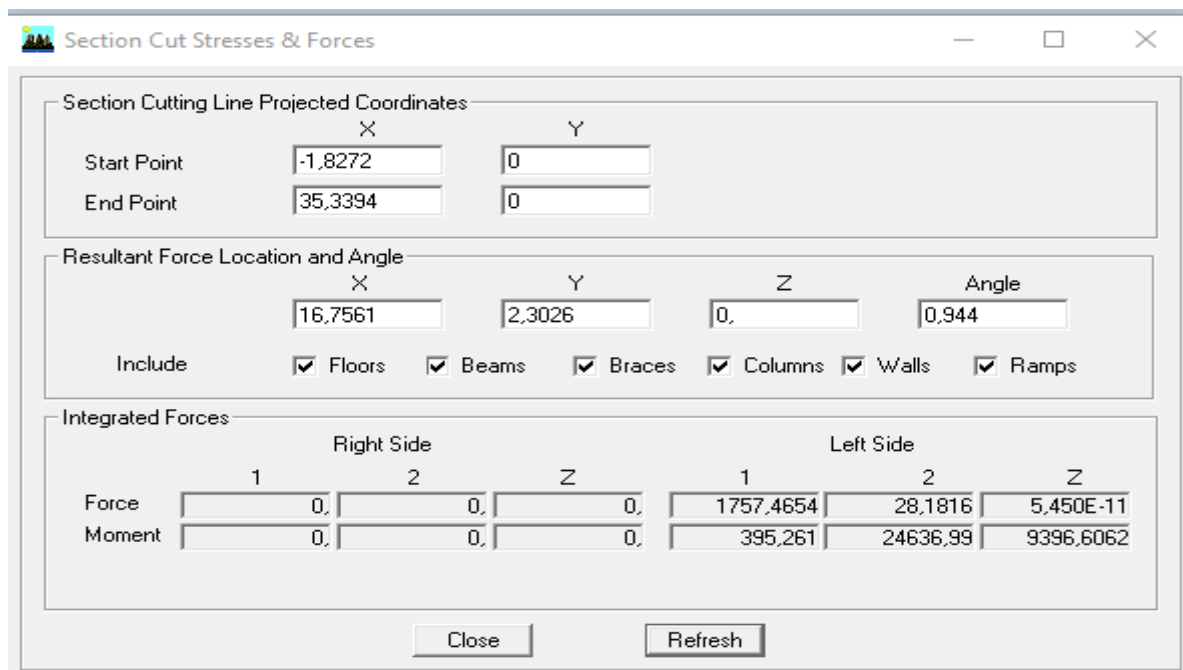
Display → **show Deformed shape** → **Load: ELU**

En suite :

Draw → **Draw Section Cut**



En sélectionnant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-Z) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois. Puis on décoche les cases floors, beams, braces, columns, ramps et on clique sur refresh comme indiqué sur l'image suivante :

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2).

➤ **Récapitulatif des résultats :**

$V_{\text{portiques +voile}} \rightarrow 100\%$

$V_{\text{voiles}} \rightarrow X\%$

	Forces reprises par les Voiles et portiques		percentages	
			voiles	portiques
ELU	32077.17	16313.97	50,86	49,14
Sens EX	1757.46	1589.44	90,44	9,56
Sens EY	1877.53	1803.51	96,06	3,94

Tableau V.1 : Pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles.

Conclusion

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal d'après l'article (3.4) de l'RPA donc pour notre système de contreventement et un système contreventement voiles porteurs, alors d'après le tableau (4.3) de l'RPA on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

V.3) Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : (rPa99/V2003.art7.4.3.1)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- ✓ N_d : Effort normal dans les poteaux.
- ✓ b_c : Section du poteau.
- ✓ f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

story	Section[cm ²]	N _d [KN]	f _{c28} [KN/cm ²]	N _d / (B _c x f _{c28})	Observation
RDC/ET1	1225	900,59	2,5	0,294	≤0.3 C.V
ET2/ET3	900	544,17	2,5	0,242	≤0.3 C.V
ET4/ET5	625	267,71	2,5	0,171	≤0.3 C.V

Tableau V.2 : Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion :

Toutes les conditions sont satisfaites, donc on garde les mêmes sections des poteaux.

➤ **Pourcentage De La Participation De La Masse Modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Display → show table → modal information → building modal information →

Table : modal Participation Mass Ratios et le tableau suivant s'affiche :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,583856	77,4997	0,0000	77,4997	0,0000	0,0181
2	0,385201	0,0000	71,2965	77,4997	71,2965	0,0059
3	0,379821	0,0201	0,0054	77,5198	71,3020	72,2671
4	0,163117	13,7695	0,0000	91,2892	71,3020	0,0012
5	0,080645	0,0000	20,3167	91,2893	91,6186	0,0000
6	0,079374	0,0002	0,0000	91,2895	91,6186	19,9006
7	0,072023	4,8824	0,0001	96,1719	91,6188	0,0000
8	0,039154	2,1969	0,0000	98,3688	91,6188	0,0000
9	0,033843	0,0000	5,5927	98,3688	97,2115	0,0000
10	0,033382	0,0001	0,0001	98,3689	97,2116	5,1115
11	0,024568	1,1036	0,0000	99,4726	97,2116	0,0002
12	0,023843	0,0085	0,0009	99,4811	97,2125	0,0032
13	0,021915	0,0003	0,0002	99,4814	97,2128	0,0158
14	0,020480	0,0004	0,0002	99,4818	97,2129	0,1632

La somme des masses modales dans le 5^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

➤ **Estimation de la période fondamentale [Art 4.2.4] du RPA 99 mod**

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots \text{[Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].}$$

$$T = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,462 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \text{ formule (4 - 7) RPA99vs2003}$$

Avec :

- **H_N** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de structure jusqu'à au dernier niveau h_N = 19.38
- **C_T** : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donne par le tableau 4.6 du RPA99 C_T=0.05
- **D** : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculée à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%

$$\text{Autrement dit : } T_{log} < T_{RPA}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,462 + 30\% \times 0,462 = 0.600 \text{ s.}$$

➤ **Comparaison des résultats :**

$$T_{etabs} = 0.583 \text{ s}$$

T = 0.462 < T_{etabs} = 0.583 s < T_{majorée} = 0.600 sLa période est vérifiée.

➤ **Vérification de l'excentricité**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0,05L. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction

de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$E_x = | XCM - XCR | \leq 5\% L_x$$

$$E_y = | YCM - YCR | \leq 5\% L_y$$

Avec :

- ✓ XCM : le centre de masse.
- ✓ XCM : le centre de torsion.

Display → show tables → building output → tab: centre masse rigidity.

- Suivant le sens x-x : On doit vérifier que : $E_x = | XCM - XCR | \leq 5\% L_x$.
- Suivant le sens Y-Y : On doit vérifier que : $E_y = | YCM - YCR | \leq 5\% L_x$.

Story	Diaphragm	XCM (cm)	XCR(cm)	XCM-XCR(cm)	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05L _y	0,05L _x	Observation
ET1	D1	12,45 2	12,453	-0,001	6,682	6,834	-0,152	0,68	1,245	CV
ET2	D2	12,45	12,452	-0,002	6,681	6,866	-0,185	0,68	1,245	CV
ET3	D3	12,45	12,452	-0,002	6,679	6,885	-0,206	0,68	1,245	CV
ET4	D4	12,45	12,451	-0,001	6,678	6,893	-0,215	0,68	1,245	CV
ET5	D5	12,44 7	12,451	-0,004	6,666	6,892	-0,226	0,68	1,245	CV
TERRASSE	D6	12,45	12,45	0	6,698	6,88	-0,182	0,68	1,245	CV

Tableau V.4: vérification de l'excentricité

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (4. 1RPA99VS2003)}$$

- ✓ A : coefficient d'accélération de zone.
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique. **D=1,71**

- ✓ R : coefficient de comportement global de la structure, fonction de système de contreventement
- ✓ Q : facteur de qualité.
- ✓ WT : poids total de la structure.

➤ **Calcul du poids total de la structure :**

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ✓ W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.
- ✓ W_{Qi} : la charge d'exploitation.
- ✓ β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.1 → Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0.20$

Le poids total de la structure est tiré du logiciel :

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → poids comb +OK →
 $W_t = \text{KN}$

	A	D	R	Q	W_t
Sens xx	0.15	1.71	3.5	1.15	21672,34
Sens yy	0.15	1.71	3.5	1.15	21672,34

On aura donc :

$$V_{stat_{x-x}} = \frac{0.15 \times 1.15 \times 1.71}{3.5} \times 21672.34 = 1826,51$$

$$V_{stat_{y-y}} = \frac{0.15 \times 1.15 \times 1.71}{3.5} \times 21672.34 = 1826,51$$

➤ **Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :**

Display → Show tables → building Output → Story Shears → Select Cases/combo Ex et Ey.

	V dynamique(KN)	V statique (KN)	0.8Vstat	$V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$
Sens X-X	1757,69	1826,51	1461,21	C.V
Sensy-y	1877,53	1826,51	1461,21	C.V

Tableau V.6: vérification de l'effort tranchant a la base.

➤ **Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)**

[Art5.10duRPA99mod2003]:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ [Art4.4.3] du RPA 99 mod 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**). Les valeurs de seront tiré du logiciel ETABS :

Story	Diaphragme	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	D6	0,0123	0,0017	0,0062	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	D5	0,0106	0,0021	0,0049	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	D4	0,0085	0,0024	0,0036	0,0012	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	D3	0,0061	0,0024	0,0024	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	D2	0,0037	0,0023	0,0013	0,0008	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	D1	0,0014	0,0014	0,0005	0,0005	408	4,08	Condition vérifiée

T

Tableau V.7: Vérification du déplacement inter-étages.

➤ **Vérification de l'effet $-\Delta$: [Art5.9RPA90mod2003]**

L'effet P-D elta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \frac{\Delta K}{V_k \times h_k} \leq 0.1.$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}.$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

		Sens X-X [sous EY]					Sens Y-Y [Sous EY]			
STORY	P_K (KN)	h_K	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
TERRASSE	3593,59	3,06	0,0017	514,04	1572,96	0,0039	0,0013	617,27	1888,85	0,0025
ET5	7112,37	3,06	0,0021	922,57	2823,06	0,0053	0,0013	1042,95	3191,43	0,0029
ET4	10715,31	3,06	0,0024	1252,67	3833,17	0,0067	0,0012	1352,6	4138,96	0,0031
ET3	14318,24	3,06	0,0024	1503,82	4601,69	0,0075	0,0011	1592,25	4872,29	0,0032
ET2	18020,62	3,06	0,0023	1674,21	5123,08	0,0081	0,0008	1773,07	5425,59	0,0027
ET1	21672,34	4,08	0,0014	1757,69	7171,38	0,0042	0,0005	1877,53	7660,32	0,0014
TERRASSE	3593,59	3,06	0,0017	514,04	1572,96	0,0039	0,0013	617,27	1888,85	0,0025

Tableau V.8: Vérification de l'effet - Δ

On constate que Δ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien **sont vérifiées** donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique, et nous allons passer au ferrailage de la Structure.

Chapitre VI :
Ferraillage des éléments structuraux

VI.I. Ferrailage des poteaux :

VI.I.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux qui ont pour rôle la transmission des Charges apportées par les poutres aux fondations. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel (états), ils sont donc calculés en flexion composée suivant les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU, Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables puis seront vérifiées à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ❖ Effort normal maximal (**Nmax**) et le moment correspondant (**Mcorr**).
- ❖ Effort normal minimal (**Nmin**) et le moment correspondant (**Mcorr**).
- ❖ Moment fléchissant maximal (**Mmax**) et l'effort normal correspondant (**Ncorr**).

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

Situation	θ	béton			aciers		
		γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	γ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

Tableau VI. 1.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle :

En considérant les combinaisons de calcul suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
- $G + Q$ (ELS).
- $G + Q + E$ (RPA 99 modifié 2003).
- $0,8G \pm E$ (RPA 99 modifié 2003).

VI.1.2. Recommandation du RPA 99version 2003 :

VI.1.2.1. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans

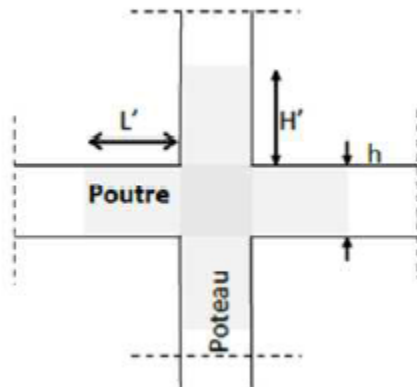
Crochets, Le diamètre minimal est de 12 mm,

- ✓ Leur pourcentage minimal est de 0.8% en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de

$L_r = 40 \varnothing L$ en zone IIa,

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm. en zone III
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés Symétriquement
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure si dessus :



$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60)$$

Pour :

- Les poteaux (35×35) : $h' = \text{max} (306/6 ; 35 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$
- Les poteaux (30×30) : $h' = \text{max} (306/6 ; 30 ; 30 ; 60) = 60 \text{ cm}$
- Les poteaux (25×25) : $h' = \text{max} (306/6 ; 25 ; 25 ; 60) = 60 \text{ cm}$

$$L' = 2 \times h$$

Pour les poutres (30×35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Section des poteaux	Pourcentage minimale $A_{min} = 0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage minimale	
		Zone de recouvrement $A_{min} = 6\% \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{min} = 4\% \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (35×35)	9.8	73.5	49
Poteaux (30×30)	7.2	54	36
Poteaux (25×25)	5	42.5	25

Tableau VI. 1 .2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

VI.I.2.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

➤ **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Conventions de signe dans logiciel l'ETABS :

$N < 0$: compression

$N > 0$: traction

Niveau	section	sollicitation	combinaison	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	35×35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	900.59	9.757
		$N_{min} - M_{corres}$	0.8G-EX	365	2.763
		$N_{corres} - M_{max}$	G+Q-EX	303.08	47.576
2eme et 3eme étage	30×30	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	544.17	2.92
		$N_{min} - M_{corres}$	0.8G-EX	122.98	4.278
		$N_{corres} - M_{max}$	G+Q-EX	247.99	36.559
4eme et 5eme étage	25×25	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	267.71	1.735
		$N_{min} - M_{corres}$	0.8G-EX	19.45	0.766
		$N_{corres} - M_{max}$	G+Q-EX	144.83	23.994

Tableau VI. I.3 : Efforts internes dans les poteaux.

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- Zone 1 : RDC + 1^{er} étage.
- Zone 2 : 2^{ème} + 3^{ème} étage.
- Zone 3 : 4^{ème} + 5^{ème} étage.
-

➤ **Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

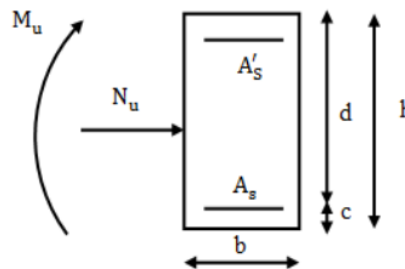
$$Nu(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81c'/h]bh^2f_{bc}$$

Avec :

Nu : effort de compression.

Mf : moment fictif.

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



❖ Détermination des armatures :

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = N \left(\frac{h}{2} - c \right) = N \left(e + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right)$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} \rightarrow \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ 2ème cas :

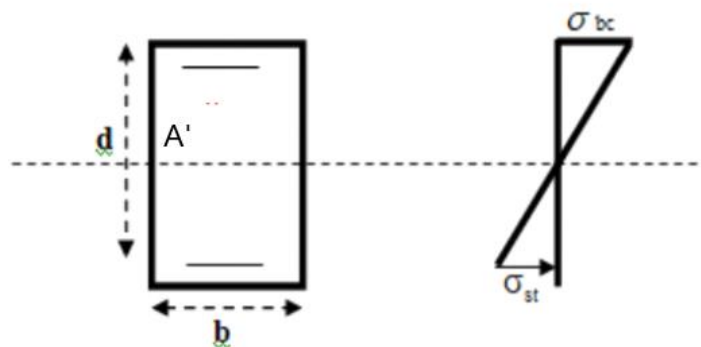
Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \cdot \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$Nu(d - c') - M_f > \left[0.337h - 0.81\frac{c}{h}\right] bh^2 fbc$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

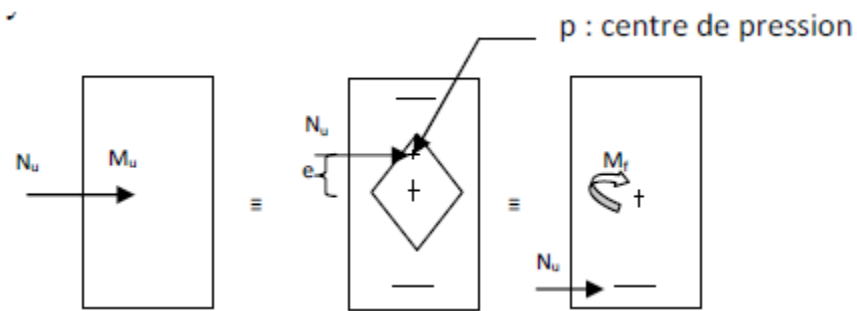


Figure. VI.1.1 : Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

➤ **1er cas :**

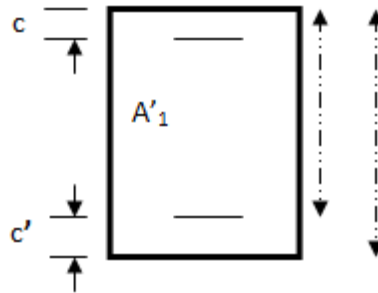
Si $Nu(d - c') - M_f \geq \left[0.5h - \frac{c}{h}\right] bh^2 fbc \rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times fbc}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{Nu - b \times h \times fbc}{\sigma_s} - A_1'$$



➤ **2eme cas :**

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5h - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$ → La section est simplement armée (SDA).

$A_2 > 0$ et $A_1' = 0$

$$A_2 = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

c-Section entièrement tendue :

La section est dite entièrement tendue :

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort Normale est un effort de traction)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{st} = \frac{N \cdot g}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$g = \frac{h}{2} - c - e$$

$$A_{sc} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{st}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle, compression pure).

le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$.

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

❖ **Calcul du ferraillage des poteaux :**

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **socotec** ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	section	sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	(h/2)-c	Nature	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	ferraillage
RDC et 1 ^{er} étage	35×35	N _{max} - M _{corres}	900.59	9.757	0.011	0.145	SEC	0	0	9.8	12.31	8HA14
		N _{min} - M _{corres}	365	2.763	0.007	0.145	SEC	0	0	9.8	12.31	8HA14
		N _{corres} - M _{max}	303.08	47.576	0.157	0.145	SPC	0.47	0	9.8	12.31	8HA14
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	30×30	N _{max} - M _{corres}	544.17	2.92	0.005	0.12	SEC	0	0	7.2	10.67	4HA14+ 4HA12
		N _{min} - M _{corres}	122.98	4.278	0.035	0.12	SEC	0	0	7.2	10.67	4HA14+ 4HA12
		N _{corres} - M _{max}	247.99	36.559	0.147	0.12	SPC	0.97	0	7.2	10.67	4HA14+ 4HA12
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	25×25	N _{max} - M _{corres}	267.71	1.735	0.006	0.095	SEC	0	0	5	9.05	8HA12
		N _{min} - M _{corres}	19.45	0.766	0.039	0.095	SEC	0	0	5	9.05	8HA12
		N _{corres} - M _{max}	144.83	23.994	0.165	0.095	SPC	1.56	0	5	9.05	8HA12

VI. I .2.3. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ Selon BAEL91 modifier 99 (Art A8.1.3)

❖ **Le diamètre :**

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.

$$\varnothing_t > \frac{\varnothing_l}{3} \quad \rightarrow \quad \varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Soit :

- $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$
- \varnothing_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

- ✓ h_e : Hauteur totale de la section brute
- ✓ V_u : Effort tranchant du calcul.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
 - Pour : $\lambda \geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$
 - Pour : $\lambda < 5 \Rightarrow \rho = 3,75 A_t$: armatures transversales.
- ✓ S_t : espacement des armatures transversales.

➤ **Espacement des armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone IIa:

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10\Phi_L, 15\text{cm}) = \text{min} (12 \text{ cm}, 15\text{cm}) \quad \mathbf{st = 10 \text{ cm}}$$

- **Zone de recouvrement :**

$$S_t \leq 15 \Phi_L \text{ min} = (15 \times 1.2 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \quad \mathbf{st = 15 \text{ cm}}$$

Φ_L : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\text{min}} = 0.3\% S_t \times b_1. \\ \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\text{min}} = 0.8\% S_t \times b_1. \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{Interpoler entre les deux valeurs présidentes.} \\ 3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots \text{Interpolation entre les valeurs limite du poteau} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.
- ✓ λ_g : Elancement géométrique du poteau. ($\lambda_g = Lf/a$ OÙ $\lambda_g = Lf/b$)
- ✓ a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation Considérée.
- ✓ L_f : longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.7 L_0$
- ✓ L_0 : Hauteur libre du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing > 12$ 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 \varnothing_{\min} .

Conclusion :

On adopte : **$St = 10$ cm** en zone nodale.

$St = 15$ cm en zone courante.

- Calcul d'élancement géométrique :

Section des poteaux	L_0 (m)	$L_f=0.7L_0$ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	Coefficient correcteur (ρ)
35×35	4.08	2.856	8.16	2.5
35×35	3.06	2.142	6.12	2.5
30×30	3.06	2.142	7.14	2.5
25×25	3.06	2.142	8.57	2.5

Tableau V.I.4 des valeurs de l'élancements géométrique λ_g .

Niveau	Section	Effort tranchant Max à l'ELU	Effort tranchant Max à l'ELS
RDC et 1 ^{er} étage	Zone I (35×35)	25.86	9.43
2eme et 3eme étage	Zone II (30×30)	24.43	8.37
4eme et 5eme étage	Zone III (25×25)	11.8	6.18

❖ Poteau (35×35) (RDC ; 1^{er} étage) :

$$\lambda_g = 8.16 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max : $V_u = 25.86$ KN

En zone nodale : $St = 10$ cm

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e} = \frac{2.5 \times 25.86}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 46.178 \text{mm}^2$$

En zone courante : $St = 15$ cm

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e} = \frac{2.5 \times 25.86}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 62.268 \text{mm}^2$$

❖ **Poteau (30×30) (2eme ; 3eme étage) :**

$$\lambda_g = 7.14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max : $V_u = 24.43$ KN

En zone nodale : $St = 10$ cm

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e} = \frac{2.5 \times 24.43}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 50.896 \text{mm}^2$$

En zone courante : $St = 15$ cm

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e} = \frac{2.5 \times 24.43}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 76.344 \text{mm}^2$$

❖ **Poteau (30×30) (2eme ; 3eme étage) :**

$$\lambda_g = 8.57 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max : $V_u = 11.8$ KN

En zone nodale : $St = 10$ cm

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e} = \frac{2.5 \times 11.8}{250 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 29.5 \text{mm}^2$$

En zone courante : $St = 15$ cm

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e} = \frac{2.5 \times 11.8}{250 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 44.25 \text{mm}^2$$

VI. I .2.4. Vérifications à l'ELU

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)**

$A_t / b \cdot St$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%

- si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%

- si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

poteaux	λ_g	$\frac{At}{b \times St} \%$	Zones	$A_{min} = \% \times b \times St$ (cm ²)	Acalculé (cm ²)	Achoi (cm ²)	Verification Amin < Achoi
35×35	8.16	0.3	Nodale	1.05	0.462	4Ø6=1.13	CV
			Courante	1.575	0.693	4Ø8=2.01	CV
30×30	7.14	0.3	Nodale	0.9	0.509	4Ø6=1.13	CV
			Courante	1.35	0.763	4Ø8=2.01	CV
25×25	8.57	0.3	Nodale	0.75	0.295	4Ø6=1.13	CV
			courante	1.125	0.442	4Ø8=2.01	CV

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{min} < A_{choi}$

➤ Les armatures longitudinales des poteaux (**du 4^{ème} au 5^{ème} étage**) seront encadrées avec un cadre de **HA8** de sections transversales (**4Ø6=1.13**) dans la zone courante et (**4Ø8=2.01**) dans la zone nodale.

➤ Les poteaux (**du 2^{ème} au 3^{ème} étage**) seront encadrées avec un cadre de **HA8** de sections transversales (**4Ø6=1.13**) dans la zone nodale et (**4Ø8=2.01**) dans la zone courante.

➤ Les poteaux (**RDC et du 1^{er} étage**) seront encadrées avec un cadre de **HA8** de sections transversales (**4Ø6=1.13**) dans la zone courante et la zone nodale.

➤ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur Droite minimum $10 \phi_t \text{ min} = 8 \text{ cm}$

➤ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L \geq 40\phi$

Pour les **HA14** : $L \geq 40 \times \phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA12** : $L \geq 40 \times \phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

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

✓ Et : $\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

- pour les HA12 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 43.328 \text{ cm}$
- pour les HA 14 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$
- pour les HA 16 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)**

On doit vérifier que : $\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

- ✓ $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho_d = 0.04$ si $\lambda_g \leq 5$

poteaux	V_u	b	d	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
(35×35) RDC + 1er étage	25.86	35	32	8.16	0.075	0.023	1.875	CV
(30×30) du 2ème au 3ème étage	24.43	30	27	7.14	0.075	0.030	1.875	CV
(25×25) du 4ème au 5ème étage.	11.8	40	37	8.57	0.075	0.021	1.875	CV

VI.2.7. Vérification à L'ELS

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Condition de non fragilité**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] b d$$

- ✓ Avec : A_{min} : section minimale d'aciers tendus
- ✓ f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours
- ✓ f_e : contrainte limite élastique des aciers
- ✓ e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS
- ✓ d : hauteur utile
- ✓ A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

Section	Effort normale Ns (KN)	Moment Ms (KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Observation
(35×35)	N _{max} =382.32	M _{corr} =8.943	0.0234	4.605	4.71	CV
	N _{min} =110.56	M _{corr} =6.146	0.0555	32.823	39.27	CV
	N _{corr} =363.85	M _{max} =12.244	0.0336	5.901	6.28	CV
(30×30)	N _{max} =395.39	M _{corr} =2.129	0.0054	2.578	3.01	CV
	N _{min} =48.81	M _{corr} =5.512	0.1129	0	0.50	CV
	N _{corr} =240.76	M _{max} =12.271	0.0509	0	0.50	CV
(25×25)	N _{max} =194.97	M _{corr} =1.266	0.0065	1.817	2.01	CV
	N _{min} =7.43	M _{corr} =0.057	0.0076	2.794	3.01	CV
	N _{corr} =72.39	M _{max} =9.335	0.1289	0.217	0.50	CV

Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99) :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Section	Effort normale Ns (KN)	Moment Ms (KN.m)	σ _{bcsup} (MPa)	σ _{bcinf} (MPa)	σ _{bcad} (MPa)	σ _{acier_{sup}}	σ _{acier_{inf}}	σ _{acier_{rad}}	observation
Zone I (35×35)	N _{max} =382.32	M _{corr} = 8.943	3.68	1.74	15	52.3	29	348	CV
	N _{min} =110.56	M _{corr} = 6.146	1.45	0.12	15	19.8	3.77	348	CV
	N _{corr} =363.85	M _{max} =12.244	3.91	1.25	15	54.7	22.8	348	CV
Zone II (30×30)	N _{max} =395.39	M _{corr} = 2.129	3.99	3.3	15	58.7	50.7	348	CV
	N _{min} =48.81	M _{corr} = 5.512	1.47	0	15	18.1	8.17	348	CV
	N _{corr} =240.76	M _{max} =12.271	4.22	0.22	15	56.3	10.3	348	CV
Zone III (25×25)	N _{max} =194.97	M _{corr} = 1.266	2.74	2.08	15	39.7	32.5	348	CV
	N _{min} =7.43	M _{corr} = 0.057	0.11	0.08	15	1.64	1.28	348	CV
	N _{corr} =72.39	M _{max} = 9.335	4.27	0	15	46.9	-41.2	348	CV

Tableau V.I.5. Récapitulatif des vérifications des contraintes calculées en utilisant le logiciel (socotec)

❖ **Conclusion**

Après les calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	section	ferrailage
RDC + 1er étage	(35×35)	8HA14
du 2ème au 3ème étage	(30×30)	4HA14+4HA12
du 4ème au 5ème étage.	(25×25)	8HA12

Tableau V.I.6. : ferrailage des poteaux

VI-2 : Ferrailage des poutres :

VI-2-1 : Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et 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.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes

- 1.35G+1.5Q l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G+Q à l'ELS

VI.2.2 : Recommandation du RPA99 version 2003 :

➤ Armatures longitudinales [Article 7.5.2-1 du RPA 99 version 2003]

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de : 0,5 % de la section du béton :

- Poutres principales : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **En zone courante : 4 % (b×h)**

Poutres principales : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

- **En zone de recouvrement : 6 % (b×h) :**

Poutre principale : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 50Φ (zone II)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

➤ **Armatures transversales : [R.P.A 2003 Art 7.5.2.2]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right)$
- Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-3 : Calcul des armatures a l'ELU :

A - Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{Avec :}$$

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ cas accidentel.

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ cas durable.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14 ,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.2 les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ **Etapes de calcul**

- Le moment réduit limite « μ_1 » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.
- Ensuite on calcul le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_1 » deux cas se présente a nous :

➤ **1^{er} cas**

$\mu \leq \mu_1$Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires... $A_{sc}=0$.

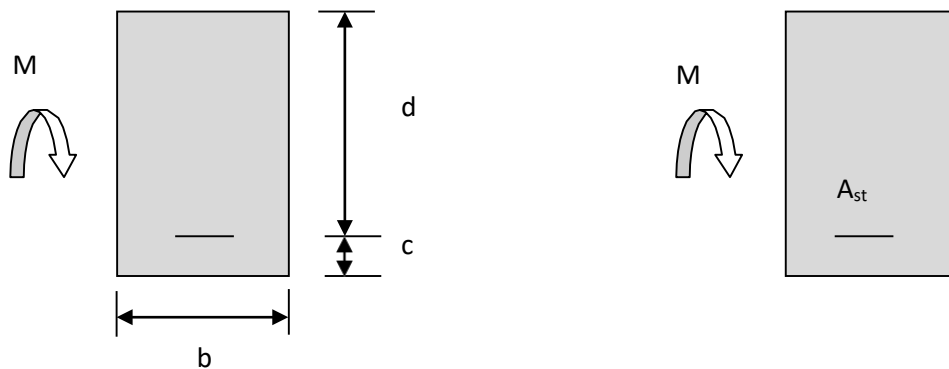


Figure.VI.1 : Disposition de l’armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

➤ **2^{ème} cas**

$\mu \geq \mu_1$Section doublement armée(**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

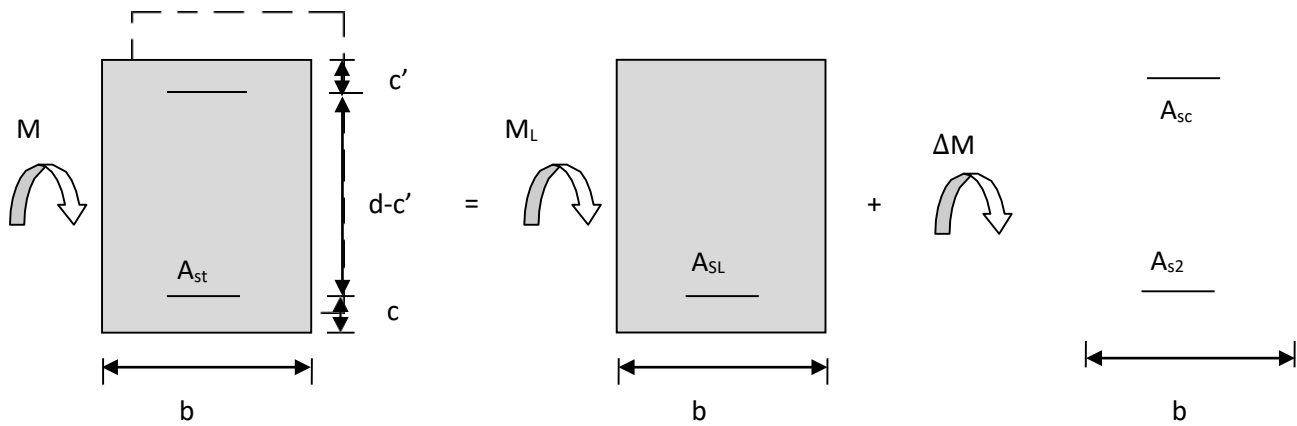


Figure.VI.2 : Disposition des armatures S.D.A.

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées..

VI-2-4. Ferraillages des poutres

A) Poutres principale (25×35)

➤ **En travées :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

- Moment en travée : 63.87 KN.m

On a:

b=25cm

h=35cm

d=h-c=35-3=32cm.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63.87 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0.176$$

$\mu = 0.176 < \mu_l = 0,392$ section simplement armée (S.S.A)

$$A_{sc}=0$$

$$\mu = 0.176 \longrightarrow \beta = 0.902$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{63.87 \times 10^3}{0.902 \times 32 \times 348} = 6.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appuis}) est la suivante :

- Moment aux appuis : 95.36 KN.m

On a:

$$b=25\text{cm}$$

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

$$d=h-c=35-3=32\text{cm.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{95.36 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 18,48} = 0.201$$

$\mu = 0.201 < \mu_i = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$$\mu = 0.201 \longrightarrow \beta = 0.8865$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{95.36 \times 10^3}{0.8865 \times 32 \times 400} = 8.40 \text{ cm}^2$$

B) Poutres secondaires (25× 35):

➤ **En travées :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{\text{travées}}$) est la suivante :

- Moment en travée = 21.16 KN.m

On a:

$$b=25\text{cm}$$

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

$$d=h - c=35 - 3=32 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.16 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0.058$$

$\mu = 0.058 < \mu_l = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0.058 \longrightarrow \beta = 0.970$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.16 \times 10^3}{0.970 \times 32 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

- Moment en travée : 33.61 KN.m

On a:

$b=25\text{cm};$

$h=35 \text{ cm};$

$d=h-c=35-3=32 \text{ cm}.$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.61 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 18,48} = 0.071$$

$\mu = 0.071 < \mu_l = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0.071 \longrightarrow \beta = 0.9635$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.61 \times 10^3}{0.9635 \times 32 \times 400} = 2.72 \text{ cm}^2.$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants :

			M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
PP	En travée	08GEY	63.87	0.176	SSA	0.902	6.36	3HA14(fil) +2HA12(chap)	6.88
	Aux appuis	GQMEY	95.36	0.201	SSA	0.8865	8.40	3HA14(fil) + 3HA14(chap)	9.23
PS	En travée	08GME X	21.16	0.058	SSA	0.970	1.96	3HA12(fil)	3.39
	Aux appuis	GQEX	33.61	0.071	SSA	0.9635	2.72	3HA12(fil)	3.39

Tableau VI.3 Ferraillage des poutres

A. Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\text{cm} \right)$
- Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de S_t [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage e [cm ²]
Poutre Principale (25x35)	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset, 30\text{cm}\right)$	Min [8.75;16.8;30]	$S_t = 8.75$	0,65	A_{ad}=2,01 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,12	
Poutre secondaire (25x35)	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset, 30\text{cm}\right)$	Min [8.75;14.4;30]	$S_t = 8.75$	0,65	A_{ad}=2,01 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,12	

Tableau VI.4 Les quantités et les espacements des armatures transversales.

VI-2-5. Vérifications a l'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumées dans le tableau suivant :

		$A_{st}[\text{cm}^2]$	$A_{min}[\text{cm}^2]$	Vérifications
Poutre Principale	En travée	6.88	2.18	CV
	Aux appuis	9.23		CV
Poutre secondaire	En travée	3.39	2.18	CV
	Aux appuis	3.39		CV

Tableau VI.5 : Vérifications armatures longitudinales.

Remarque

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\frac{T_u^{\max}}{b d} \leq A_{ve} \bar{\tau}$$

T_u^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU ;

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	b [cm]	d [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]	observation
Poutre Principale	94.23	25	32	0.117	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	19.65	25	32	0.024	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.6: Vérification au cisaillement

c) Influence de l'effort tranchant :

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	b [cm]	d [cm]	γ_b	f_{c28} [MPa]	\bar{T}_u [MPa]	observation
Poutre Principale	94.23	25	32	1,5	25	4800	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	19.65	25	32	1,5	25	4800	Condition vérifiée

Tableau VI.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit de vérifier la relation :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$$

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$A_s = \frac{1,15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$$

Si $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	d [m]	$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$	observation
Poutre Principale	94.23	95.36	0,32	-236.88	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	19.65	33.61	0,32	-97.05	Condition vérifiée

Tableau VI.8: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Remarque

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

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

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

Et
$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

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

	T_u^{\max} [KN]	d [mm]	$\sum U_i$	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$	observation
Poutre Principale	94.23	320	263.76	1.24	3,15	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	19.65	320	244.92	0.27	3,15	Condition vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

e) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellements
$$= \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4c_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4c_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4c_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.

➤ **Selon le RPA :**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 50 \times \emptyset$

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm} \quad L_r = 70 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm.}$$

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 encreée, mesurée hors crochet, est au moins égale à 0,4 l_s pour les aciers H.A.

- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 0,4 \times 60 = 24 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 0,4 \times 70 = 28 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 0,4 \times 80 = 32 \text{ cm}$

VI-2-5. Vérification a l'ELS :

1) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		A _{st}	A _{min}	Vérifications
Poutre principale	En travée	6.88	0.966	Condition vérifiée
	En appuis	9.23		Condition vérifiée
Poutre secondaire	En travée	3.39	0.966	Condition vérifiée
	En appuis	3.39		Condition vérifiée

Tableau VI.10. Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3) Vérification des contraintes :

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferraillage, à l'ELS. On aura les valeurs de K₁ et β₁

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant :

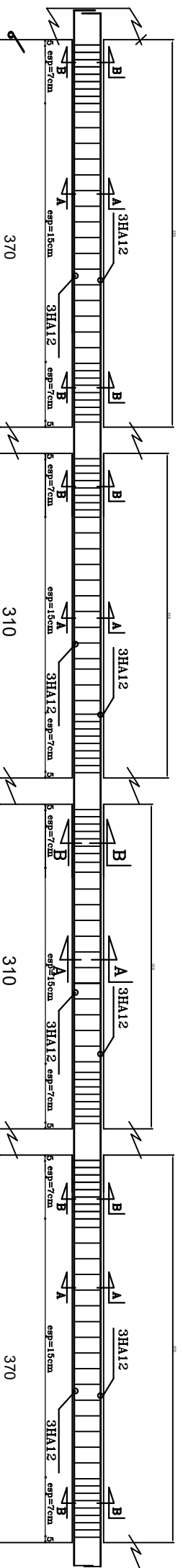
		Moment à l'ELS [KN.M]	A_{st} [cm ²]	b	d	ρ	β_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K_1	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	16.44	6.88	25	32	0.86	0.868	86.03	348	CV	22.88	3.76	15	CV
	Appuis	28.99	9.23			1.154	0.8532	115.04		CV	19.07	6.03		CV
Poutres secondaires	Travées	9.74	3.39			0.423	0.900	99.76		CV	35	2.85		CV
	Appuis	15.45	3.39			0.423	0.900	158.24		CV	35	4.52		CV

Tableau VI.11: Vérifications des contraintes à L'ELS.

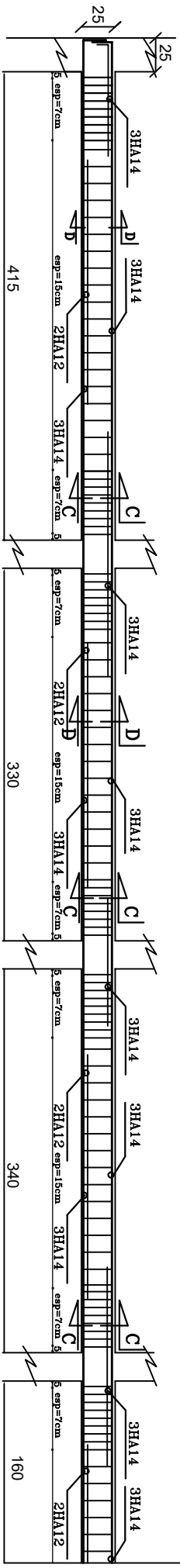
Remarque

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées

Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 25 x 35

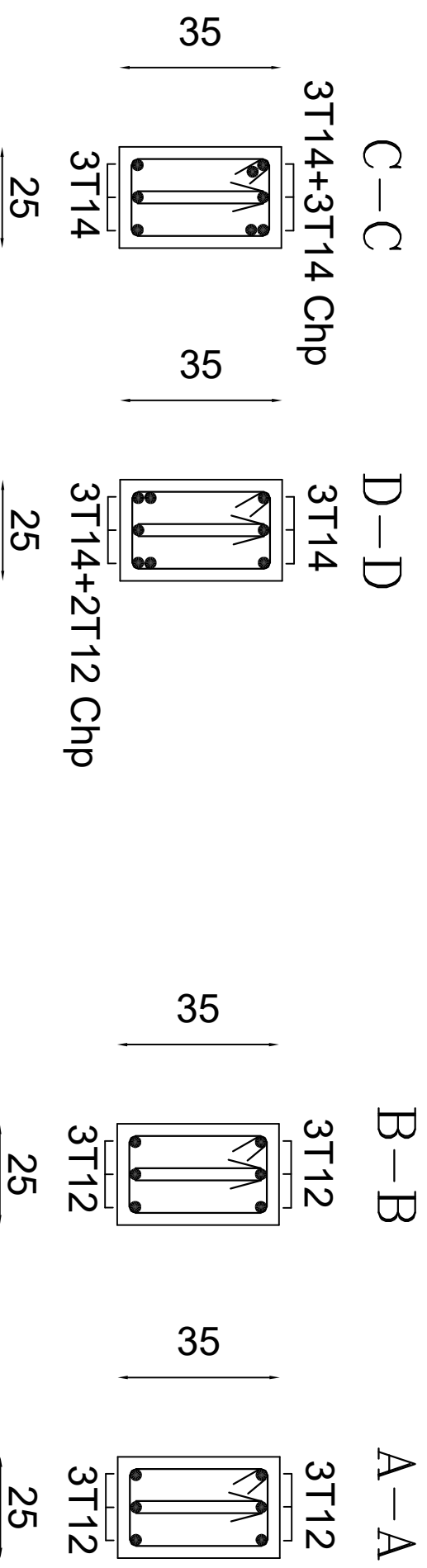


Exemple de ferrailage des Poutres Principales 25 x 35



Poutre Principale

Poutre Secondaire



VI.3 FERRAILAGE DES VOILES

1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend trois (03) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I :** RDC, 1^{er} étage.
- **Zone II:** 2, 3^{ème} étages.
- **Zone III:** 4,5^{ème} étage

Et les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés comme suit :

- **V1 :** VL1, VL4, VL9, VL12.
- **V2:** VL2, VL3, VL5, VL6, VL7, VL8, VL10, VL11.
- **V3:** VT1, VT2, VT3, VT4, VT5, VT6, VT7, VT8.

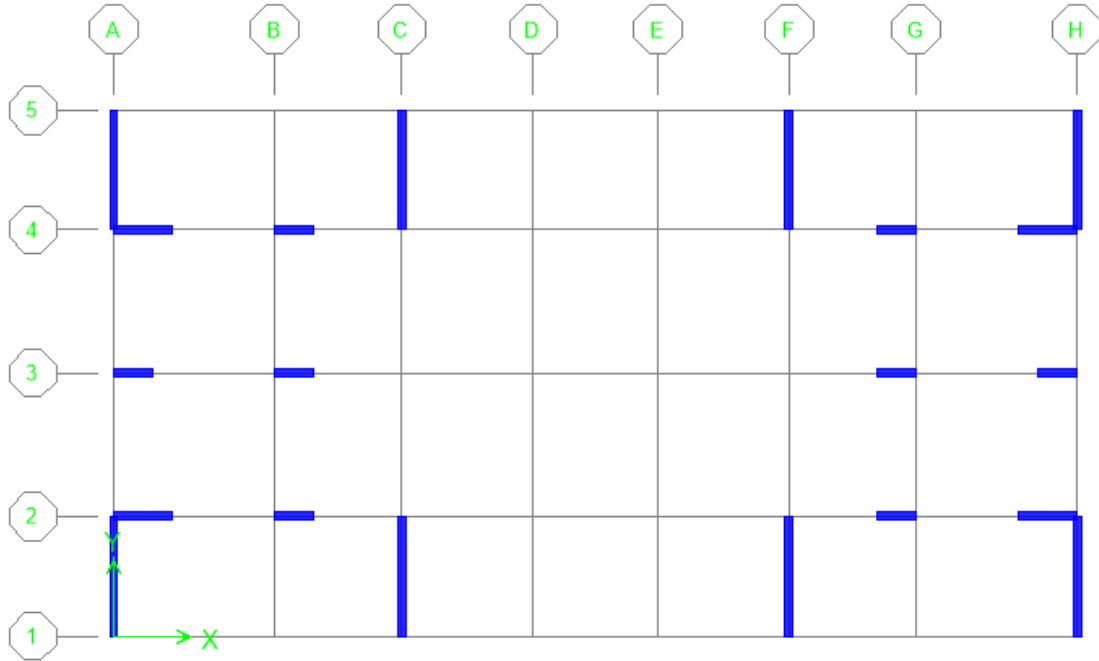


Figure VI.3.1: Disposition des voiles

2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU.
- $G+Q\pm E$ RPA 2003.
- $0.8G\pm E$ RPA 2003.

3. Déterminations des armatures :

a) Armatures verticales

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1}).$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1}).$$

Avec :

- ✓ B : section du béton tendue.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

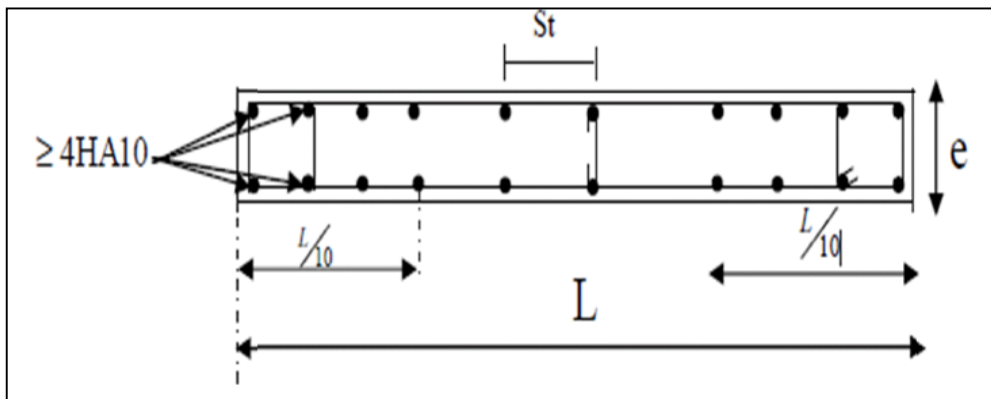


Fig.VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Armatures horizontales

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures. Et d'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales.

c) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

d) Armatures de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

- ✓ $\bar{V} = 1,4V_u$
- ✓ V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile.
- A_h : 0,10%B en zone courante.
- B : Section du béton.

➤ Escapement:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5e \text{ Avec : } e=20\text{cm : épaisseur du voile}$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}\} \dots \dots \dots S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $50\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal:**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20 \text{ mm.}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :** $e = \frac{M}{N}$

➤ **Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

- ✓ B : Section de béton
- ✓ I : Moment d'inertie du voile
- ✓ $\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$.
- ✓ V : Bras de levier
- ✓ M et N sont déterminés à partir du logiciel ETABS.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

➤ **Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + Nu \left(\frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression.

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ Si N_u est un effort de traction.

4. Ferrailages des voiles:

➤ **Armatures verticales:**

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

Avec

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

✓ $\gamma_b : 1,15$ situation accidentelle γ_b

✓ $\theta = 0,85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s}$$

Avec

✓ A_V : section des armatures tendue du voile.

➤ **Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

✓ N_S : (G+Q) L'effort normal appliqué.

✓ B : section du béton.

✓ A : section des armatures adoptées (verticales).

✓ $\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

• **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec :

- ✓ V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.
- ✓ e : Epaisseur du voile.
- ✓ d : Hauteur utile ($d=0,9 h$).
- ✓ h : Hauteur totale de la section brute.

5. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage des voiles 1 m de la zone I

a. Caractéristiques géométriques

L (m)	e(m)	B (m ²)	I (m)	V (m)	M (KN.m)	N (KN)	T(KN)
1	0.20	0.20	0.017	0.5	2.9	701.14	5.775

Tableau VI.3.1: Caractéristiques géométriques du voile V1.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{701.14}{0.2} + \frac{2.9 \times 0.5}{0.017} = 3590.99 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{701.14}{0.2} - \frac{2.9 \times 0.5}{0.017} = 3420.41 \text{ Kn/m}^2$$

b. Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L \Rightarrow L_c = \frac{3590.99}{3590.99 + 3420.41} \times 1 \Rightarrow L_c = 0.51$$

c. Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 1 - 0.51 \Rightarrow L_t = 0.49 \text{ m}$$

$$N_t = \sigma_{max} \times L_t \times \frac{e}{2} = 3590.99 \times 0.49 \times \frac{0.2}{2} = 175.95 \text{ KN}$$

d. Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{175.95}{34.8} = \mathbf{5.05 \text{ m}^2}$$

e. Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 5.775}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{0.22 \text{ m}^2}$$

$$A_s = A_v + A_{vj} = 5.05 + 0.22 = 5.27 \text{ m}^2$$

- Section d'armateur pour une seule nappe

$$A_{sn} = A_s / 2 = 5.27 / 2 = 2.635 \text{ m}^2$$

- Section d'armateur pour une bonde de 1ml

$$A_{ml} = A_{sn} / L_t = 2.635 / 0.49 = 5.37 \text{ m}$$

f. Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times L \times e}{f_e}; 0.2\%B\right) / 2 = \max\left(\frac{2.1 \times 0.20 \times 1}{400} \times 10^4; 0.002 \times 0.2 \times 10^4\right) / 2$$

$$A_{\min} \geq \max(5.25; 4) = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$$

A_{\min} pour une bonde de 1ml

$$A_{\min \text{ ml}} = 5.25 / 1 = 5.25 \text{ m}$$

Ferrailage adoptée ml	Section ml	Espacement	
		nodale	Courante
4HA14	6.15	10	15

Tableau VI.3.2 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal V_{L1} .

g. Calcul des armatures horizontales

D'après RPA 99 version 2003 : $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 100 = \mathbf{3 \text{ cm}^2}$

$$A_{H \text{ ml}} = 3 / 1 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA12 = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_h = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

h. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

i. Les vérifications**- Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

$S_t = 9 \text{ cm et } 20\text{cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 25\text{cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

j. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{701.14 \times 10^3}{0.2 \times 10^6 + 15 \times 6.15 \times 10^2} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

k. Vérification de la contrainte limite de cisaillement**• D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2)**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 5.775 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.049 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.049 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.775 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.032 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = \min(2.5; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.032\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Voiles de 1,50 m**

zone	e (m)	L(m)	B(m)	I(m ⁴)	N	M	T	V	σ _{max}	σ _{min}	Lt	Nt
Z1	0.20	1.5	0.3	0.05625	498.77	10.75	13.186	0.75	1805.9	1519.24	0.686	123.885
	0.20	1.5	0.3	0.05625	56.29	14.28	58.454	0.75	378.03	-2.77	0	0
Z2	0.20	1.5	0.3	0.05625	341.23	99.07	161.798	0.75	2458.36	-183.5	0	0
	0.20	1.5	0.3	0.05625	942.43	136.34	472.495	0.75	4959.3	1323.56	0.32	7.935
	0.20	1.5	0.3	0.05625	285.48	156.85	103.461	0.75	3042.93	-1139.73	0	0
Z3	0.20	1.5	0.3	0.05625	897.46	161.78	521.119	0.75	5148.6	834.46	0.21	108.121
	0.20	1.5	0.3	0.05625	283.31	58.62	71.125	0.75	1725.97	162.77	0.13	22.437
	0.20	1.5	0.3	0.05625	65.89	55.61	95.736	0.75	961.1	-521.84	0	0
	0.20	1.5	0.3	0.05625	31.13	32.59	128.764	0.75	538.3	-330.76	0	0

➤ **Voiles de 1 m**

Zone	e (m)	L(m)	B(m)	I (m ⁴)	N	M	T	V	σ _{max}	σ _{min}	Lt	Nt
Z1	0.20	1	0.2	0.017	701.14	2.9	5.775	0.5	3590.99	3420.41	0.49	175.95
	0.20	1	0.2	0.017	114.63	69.7	79.275	0.5	2623.15	-1476.85	0	0
Z2	0.20	1	0.2	0.017	580.27	70.68	205.103	0.5	4980.17	822.53	0.15	74.7
	0.20	1	0.2	0.017	524.9	1.37	3.303	0.5	2664.79	2584.21	0.5	133.23
	0.20	1	0.2	0.017	114.16	4.87	8.537	0.5	714.03	427.57	0.38	27.13
Z3	0.20	1	0.2	0.017	326.73	62.29	100.843	0.5	3465.70	-198.4	0	0
	0.20	1	0.2	0.017	275.48	7.29	12.897	0.5	1591.81	1162.99	0.43	68.44
	0.20	1	0.2	0.017	26.72	42.86	72.325	0.5	1394.18	-1126.98	0	0
	0.20	1	0.2	0.017	82.44	36.5	82.15	0.5	1485.72	-661.32	0	0

➤ **Voiles de 3.10m**

Zone	e (m)	L(m)	B(m)	I (m ⁴)	N	M	T	V	σ _{max}	σ _{min}	Lt	Nt
Z1	0.20	3.10	0.62	0.4965	1491.07	7.09	23.907	1.55	2427.08	2382.82	1.535	372.557
	0.20	3.10	0.62	0.4965	79.27	107.56	214.064	1.55	463.64	-207.94	0	0
	0.20	3.10	0.62	0.4965	1156.6	226.96	1150.446	1.55	2574.02	1156.94	0.961	247.363
Z2	0.20	3.10	0.62	0.4965	1100.25	10.35	7.206	1.55	1806.9	1742.28	1.522	275.01
	0.20	3.10	0.62	0.4965	124.82	142.39	76.701	1.55	440.77	38.13	0.247	10.936
	0.20	3.10	0.62	0.4965	776.72	189.88	638.354	1.55	1845.54	660	0.816	150.6
Z3	0.20	3.10	0.62	0.4965	587.12	10.25	5.807	1.55	978.97	914.97	1.497	146.552
	0.20	3.10	0.62	0.4965	9.96	39.39	86.884	1.55	139.03	-106.91	0	0
	0.20	3.10	0.62	0.4965	368.05	119.75	287.918	1.55	967.47	219.79	0.574	55.533

Voile 1 (L=1.5m)

	Armatures verticales									Armatures horizontales			Armatures transversales	Espacement	
	Av(cm ²)	Aji(cm ²)	As(cm ²)	Asn= As/2(cm ²)	Amin(cm ²)	Aml=Asn/Lt(cm ²)	Amax(cm ²)	Aadp(cm ²)	ferraillage	AH(cm ²)	AHAdp(cm ²)	ferraillage	At / ml	nodale	Courante
Zone I	3.55	0.5	4.05	2.02	7.87	5.25	5.25	6.15	4 HA 14	3	5.65	5 HA 12	4 ep HA 8	9	14
	0	2.25	2.25	1.125	7.87	5.25									
	0	6.34	6.34	3.17	7.87	5.25									
Zone II	0.23	18.19	18.42	9.21	7.87	5.25	5.25	6.15	4 HA 14	3	5.65	5 HA 12	4 ep HA 8	9	14
	0	3.98	3.98	1.99	7.87	5.25									
	3.1	20.06	23.16	11.58	7.87	5.25									
ZoneIII	0.64	2.73	3.37	1.685	7.87	5.25	5.25	6.15	4 HA14	3	5.65	5 HA 12	4 ep HA 8	9	14
	0	3.68	3.68	1.84	7.87	5.25									
	0	4.95	4.95	2.47508	7.87	5.25									

Tableau VI.3.4 : Ferraillage des voiles de 1,50 m

➤ Les verifications:

Vérification des constructions						
$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
	τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
Zone I	0.068	Condition vérifiée	0,048	Condition vérifiée	1.66	Condition vérifiée
Zone II	2.449	Condition vérifiée	1.749	Condition vérifiée	3.04	Condition vérifiée
Zone III	0.368	Condition vérifiée	0.263	Condition vérifiée	0.91	Condition vérifiée

Voile 2 (L= 1m)

	Armatures verticales						Armatures horizontales			Armatures transversales	Espacement				
	Av(cm ²)	Aji(cm ²)	As(cm ²)	Asn=Av/2 (cm ²)	Amin(cm ²)	Asn/Lt	Amax	Avadp(cm ²)	ferrailage	AH(cm ²)	AHAdp(cm ²)	ferrailage	At / ml	nodale	Courante
Zone I	5.05	0.22	5.27	2.635	5.25	5.37	5.37	6.15	4 HA14	3	5,65	5HA12	4 ep HA 8	10	15
	0	3.05	3.05	1.525	5.25	5.25									
	2.15	7.89	10.04	5.02	5.25	5.25									
Zone II	3.83	0.12	3.95	1.975	5.25	3.95	5.25	6.15	4 HA14	3	5,65	5HA12	4 ep HA 8	10	15
	0.78	0.32	1.1	0.55	5.25	1.44									
	0	3.88	3.88	1.94	5.25	5.25									
ZoneIII	1.97	0.50	2.47	1.235	5.25	2.87	5.25	6.15	4 HA14	3	5.65	5HA12	4 ep HA 8	10	15
	0	2.78	2.78	1.39	5.25	5.25									
	0	3.16	3.16	1.58	5.25	5.25									

Tableau VI.3.4: ferrailage des voiles de 1m

➤ Tableau des verifications:

Vérification des constructions						
$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
	τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
Zone I	0.049	Condition vérifiée	0,032	Condition vérifiée	3.35	Condition vérifiée
Zone II	0.025	Condition vérifiée	0.018	Condition vérifiée	2.50	Condition vérifiée
ZoneIII	0.095	Condition vérifiée	0.068	Condition vérifiée	1.31	Condition vérifiée

Voile 3 L= 3.10m

	Armatures verticales							Armatures horizontales			Armatures transversales	Espacement			
	Av(cm ²)	Aji(cm ²)	As(cm ²)	Asn= As/2(cm ²)	Amin(cm ²)	Asn/Lt (cm)	Amax (cm ²)	Avadp (cm ²)	ferraillage	AH(cm ²)	AHadp (cm ²)	ferraillage	At / ml	nodale	Courante
Zone I	10.70	0.92	11.62	5.81	16.27	5.25	8.28	12.06	6HA16	3	5.65	5HA12	4 ep HA 8	10	15
	0	8.24	8.24	4.12	16.27	5.25									
	7.10	44.29	51.39	25.695	16.27	8.28									
Zone II	7.90	0.27	8.17	4.085	16.27	5.25	5.25	8.04	4 HA16	3	5.65	5HA12	4 ep HA 8	10	15
	0.31	2.95	3.26	1.63	16.27	5.25									
	4.32	24.57	28.89	14.445	16.27	5.25									
ZoneIII	4.21	0.22	4.43	2.215	16.27	5.25	5.25	8.04	4 HA16	3	5.65	5HA12	4 ep HA 8	10	15
	0	3.34	3.34	1.67	16.27	5.25									
	1.59	11.08	12.67	6.335	16.27	5.25									

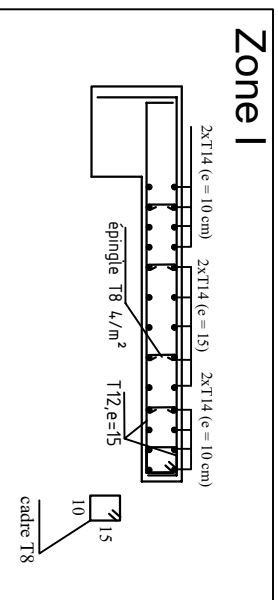
Tableau VI.3.5 : Ferraillage des voiles longitudinales de 3.10 m

➤ Tableau des verifications:

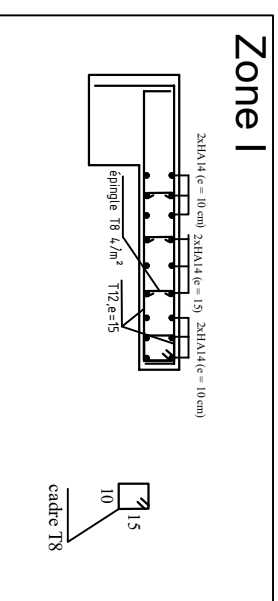
Vérification des constructions						
$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	0.059	Condition vérifiée	0,042	Condition vérifiée	2.33	Condition vérifiée
Zone II	0.018	Condition vérifiée	0.0129	Condition vérifiée	1.74	Condition vérifiée
ZoneIII	0.014	Condition vérifiée	0.010	Condition vérifiée	0.93	Condition vérifiée

Ferrailage des voiles

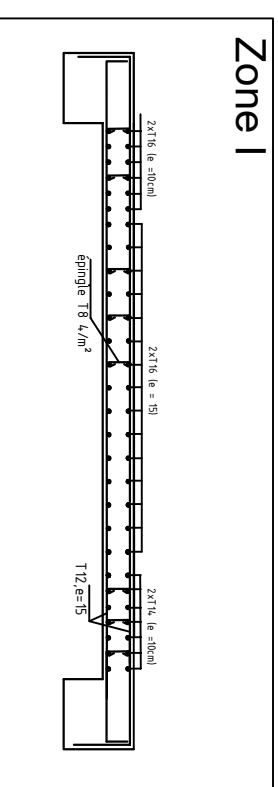
Ferrailage voile de 1,5 m



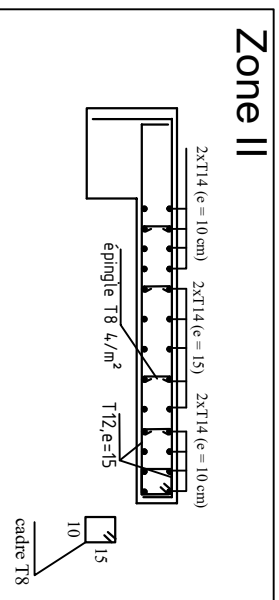
Ferrailage voile de 1,0 m



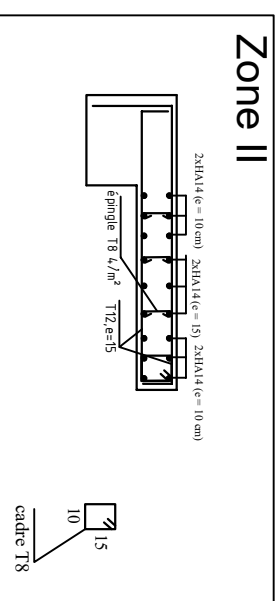
Ferrailage voile de 3,10 m



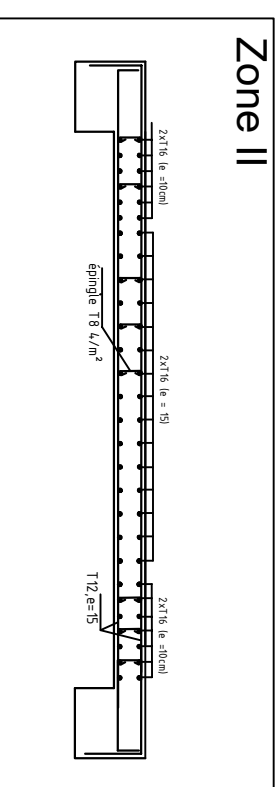
Zone II



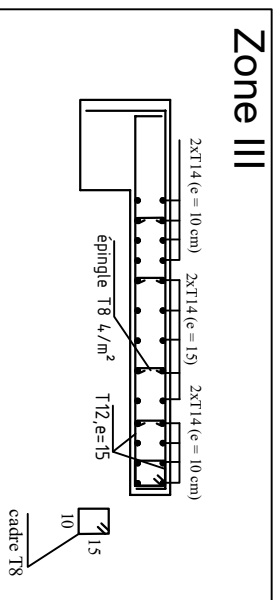
Zone II



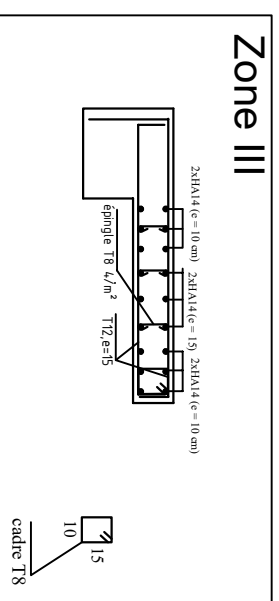
Zone II



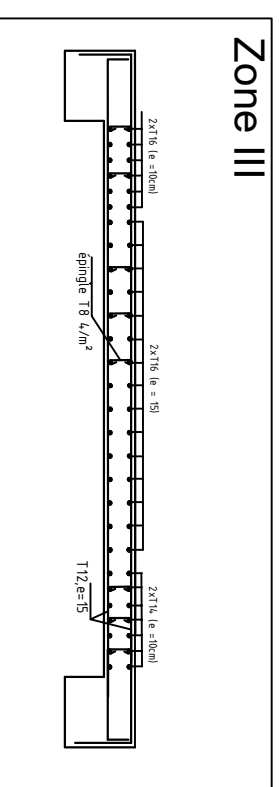
Zone III



Zone III



Zone III



Chapitre X :
Etude de l'infrastructure

X. Etude de l'infrastructure

X.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

➤ Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

➤ Fondations profondes

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

X.2 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

X.4 Dimensionnement

X.4.1 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 : La largeur de la semelle.
- ✓ L : Longueur de la semelle.
- ✓ G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- ✓ σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m2)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles transversal	V1	1,00	334.39	1,29	1,29	8	10,36
	V2	1,50	1125.54	0,63	0,95	4	3,78
Voiles longitudinal	V3	3,10	122.86	1,23	3,80	8	30,39
							44,53

Tableau X.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_V = \sum S_i = 44,53 \text{ m}^2$$

Avec :

- ✓ S_V : Surface totale des voiles

X.4.2 Semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

Poteaux	N_{imax} (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
4	532,25	-0.54	12,45	6626.5125
9	513,45	-0.16	-8,30	-4261.635
14	560,27	2.23	-5,00	-2801.35
19	650,66	-0.31	-1,60	-1041.056
24	528,55	-0.45	1,60	845.68
Somme	2785.18	0.77	/	-631.84

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.22 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.22m < \frac{L}{6} = \frac{24,9}{6} = 4,15 m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2785,18}{13,60} \left(1 - \frac{6 \times (0,22)}{13,60}\right) = 184.92 \text{ KN/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2785,18}{13,60} \left(1 + \frac{6 \times (0,22)}{13,60}\right) = 224.66 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2785,18}{13,60} \left(1 + \frac{3 \times (0,22)}{13,60}\right) = 214.73 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{SOL}} = \frac{214.73}{200} = 1.01 m \approx 1m$$

On aura donc, $S = 1 \times 13,60 = 13,60 m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 13,60 \times 8 + 44,53 = 153,33 m^2$$

Avec :

- ✓ n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 24,9 \times 13,6 = 338,64 m^2$
- La surface totale des semelles filantes : $S_t = 153,33 m^2 (45,27\%)$

$$S_t > 45\% S_{bat}$$

Conclusion :

Le rapport surface semelles filantes ne dépassant pas 50% de la surface totale de bâtiment, bien que nous avons estimé une largeur de la semelle suffisante ($b=1,00 m$). De ce fait, il n'y a pas de risque de chevauchement des semelles. Alors, nous optons pour un système de fondations superficielles de type semelles filantes.

❖ **Dimensionnement de la semelle :**➤ **Semelles filantes sous voiles**

- **La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq \frac{(100 - 20)}{4} + 5 = 25 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de $h_s=30 \text{ cm}$

Les dimensions adopter sont les suivantes :

$$B = 100 \text{ cm} , h_s = 30 \text{ cm} , L = 24,5 \text{ m}$$

➤ **Semelles sous poteaux**

- **La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq \frac{(100 - 35)}{4} + 5 = 21,5 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de $h_s=30 \text{ cm}$

Les dimensions adopter sont les suivantes :

$$B = 100 \text{ cm} , h_s = 30 \text{ cm} , L = 24,5 \text{ m}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

➤ **Ferraillage de la semelle**

-Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_{uf} \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } N_{uf} = 1362,41 \text{ KN/m}$$

A_B : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm^2/ml)

$B=1,00 \text{ m} \rightarrow$

$$A_s = \frac{1362,41 \times (1000 - 350)}{8 \times 250 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de $2\text{HA}12= 2.26\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $St=15 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$A_r=A_s/4=0.31\text{cm}^2 \rightarrow$ on prend une section de $\text{HA}12 = 1.13\text{cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

- Etude de la poutre de rigidité :
- ✓ Dimensionnement :

Il faut que :

- ✓ La hauteur : $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$
- ✓ La largeur : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$

L : la plus grande portée dans le sens étudié L= 4,5 m

- ✓ La hauteur : $\frac{370}{9} \leq h_p \leq \frac{370}{6} \rightarrow 41.11 \leq h_p \leq 61.66$

On adopte une hauteur de $h_p = 60$ cm

- ✓ La largeur : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \rightarrow 20 \leq b_p \leq 40$

On adopte une largeur de $b_p = 35$ cm

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

H= 60cm, b= 35cm, d= h-c =55cm.

Le ferrailage de la poutre (ELU)

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur 5 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Tableau VII 4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

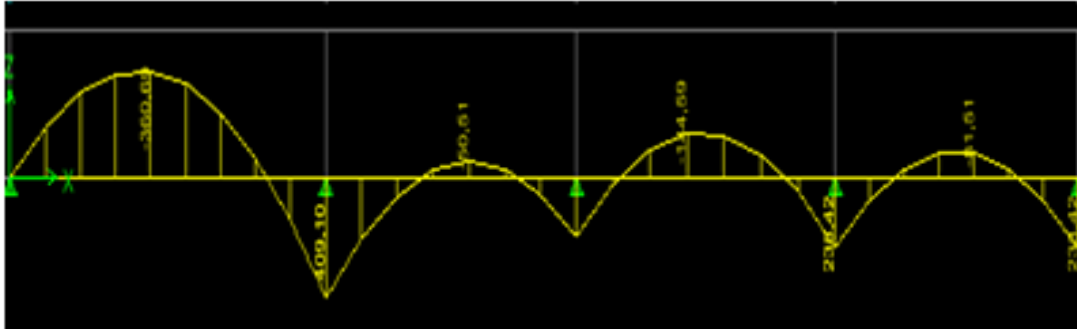
Poteaux	N_{imax} (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
4	598.8	1.94	12,45	7455.06
9	408.9	4.75	-8,3	-3393.87
14	686.7	4.38	-5	-5729.37
19	557.7	8.47	-1,6	-892.32
24	392.65	4.68	1,6	628.24
Somme	2644.75	24.22	/	-147.62

Tableau VII 4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

$$e = \frac{-147.62 - 8,53}{2644.75} = -0,05 \text{ m}$$

➤ Calcul de la charge uniforme

$$q_{(L/4)} = \frac{N_u}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{2644.75}{24,9} \left(1 + \frac{3 \times 0,05}{24,9} \right) = 106.85 \text{ KN/m}$$



➤ Calcul des armatures :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_{bc} \rightarrow A_{min} = 0,23 \times 45 \times 70 \times \frac{2,1}{348} = 4,37 \text{ cm}^2$$

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferrailage	A_{ad} [cm ²]
poutre de rigidité	Travée	169,37	0,0735	SSA	0,904	6,966	4,37	4HA16	8,04
	Appuis	298,40	0,1526	SSA	0,917	14,262	4,37	4HA16+4HA16	16,08

• Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{60}{35}; \phi_l; \frac{35}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 1,57; 1,6; 3,5 \}$$

$\phi_t = 10 \text{ cm}$ On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4HA10=3,14cm²**

➤ Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)

Il faut vérifier : $S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ Cm} \}$

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times 65; 40 \text{ Cm} \} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

		BEAL			RPA		Section Adepté			
Section [cm ²]	zone	ϕ Cm	St Cm	At _{Min} Cm ²	St Cm	At Cm ²	ϕ mm	St _{Min} Cm ²	Ferraillage	AadpCm ²
poutre de rigidité	nodale	1	25	1,15	10	0,75	10	10	4 HA 10	3,14
	Courante				15	1,125		15	4 HA 10	3,14

Tableau VII- 10 Ferraillage d'armatures transversales

V) Ferraillage de la longrine :

➤ **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F=N/\alpha \geq 20KN$

Avec

- N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points

d'appuis solidarisés.

- α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(Site :S2 ;zone IIa)

➤ **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S₂ et S₃

(30cmx30cm) : site de catégorie S₄

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

- **Armatures longitudinales :**

$N_u=1040,77KN$, $\alpha=12$ (zone IIa; site 3)

$$F = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1362,41}{12} = 113,53 KN$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{113,53}{348} \times 10 = 3,26 cm^2$$

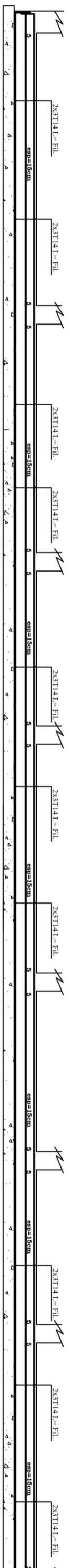
On prend **4 HA 14 = 6,15 cm²/ml**

Le ferraillage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

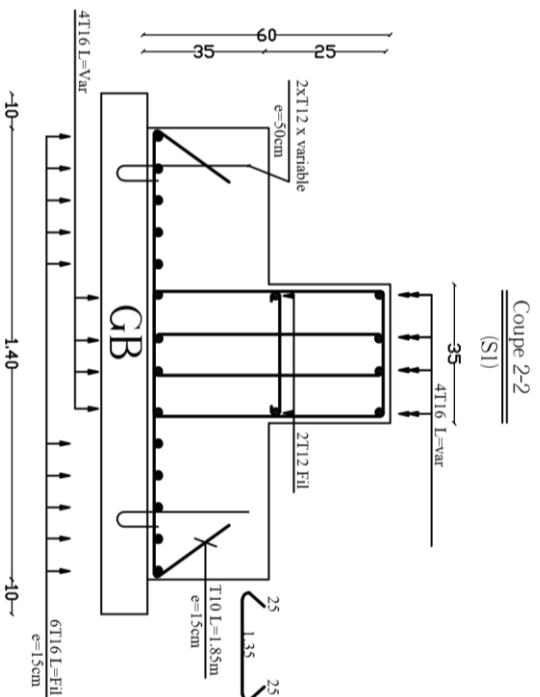
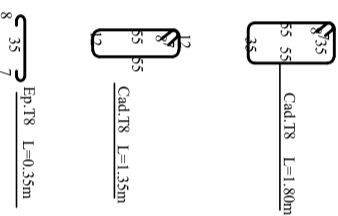
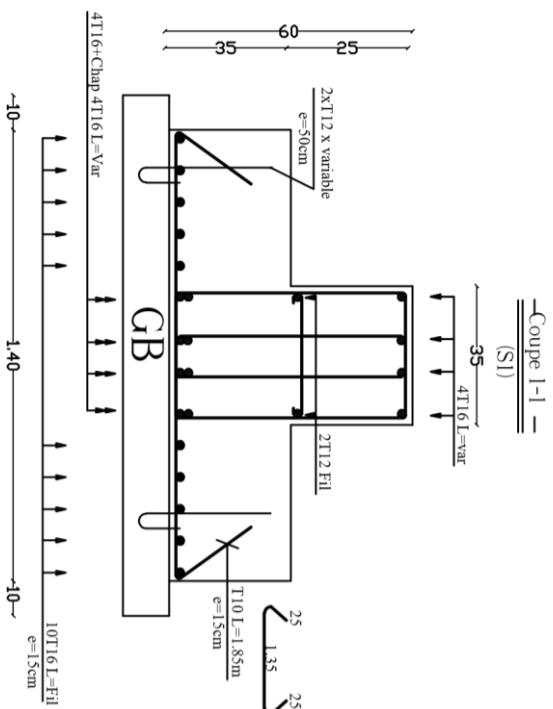
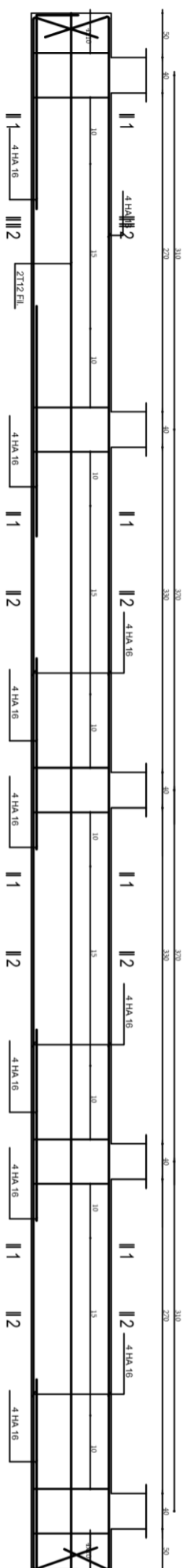
$A_{min} = 0,6\% bh$

$A_{min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 cm^2$

$A_t < A_{min}$ la condition est vérifiée



FERR. NERVURES (35 x 60)



plan de ferrillage des fondations

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi que par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

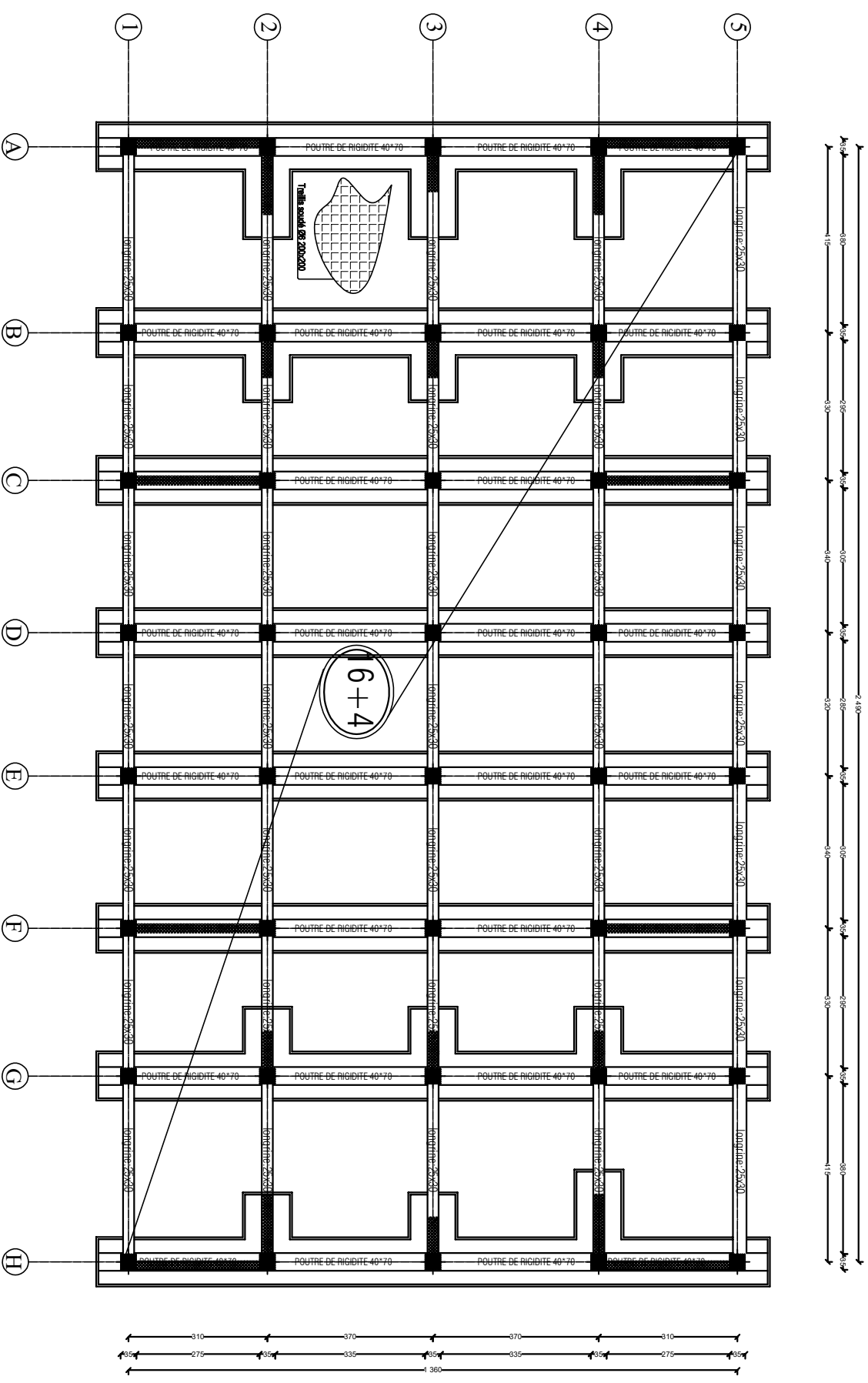
L'étude de ce projet nous a permis d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, et de les approfondir davantage pour ce qui concerne le domaine du bâtiment, tout en respectant la réglementation en vigueur.

Voici les points importants tirés de cette étude :

- La disposition des voiles, en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, les contraintes architecturales influençant directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur, car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement, et même sa mise en oeuvre, permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et, dans la plupart des cas, déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants au niveau des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en oeuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Plans de coffrage

PLAN DISPOSITIONS DES FONDATIONS



NOTES
 1) Le béton armé sera classé à 300 N/mm² de C25/F28k.
 2) Les aciers seront classés à 500 N/mm² de S420R.
 3) Les aciers de fixation adhésifs seront classés à 400 N/mm² de S400R.
 4) Les aciers de fixation adhésifs seront classés à 400 N/mm² de S400R.
 5) Les aciers de fixation adhésifs seront classés à 400 N/mm² de S400R.

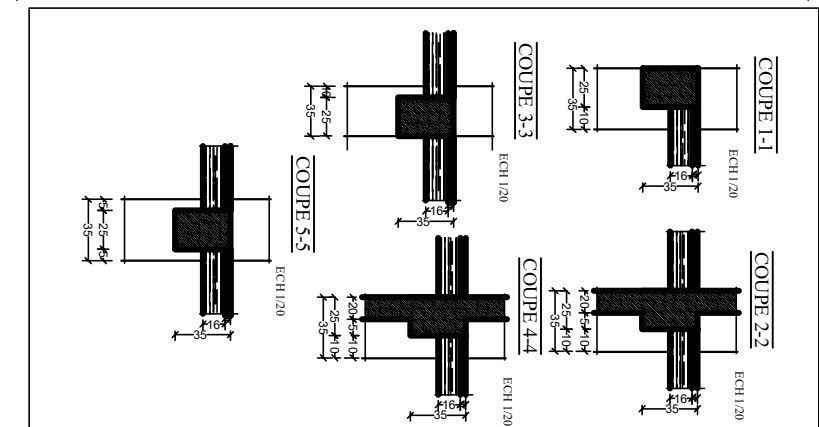
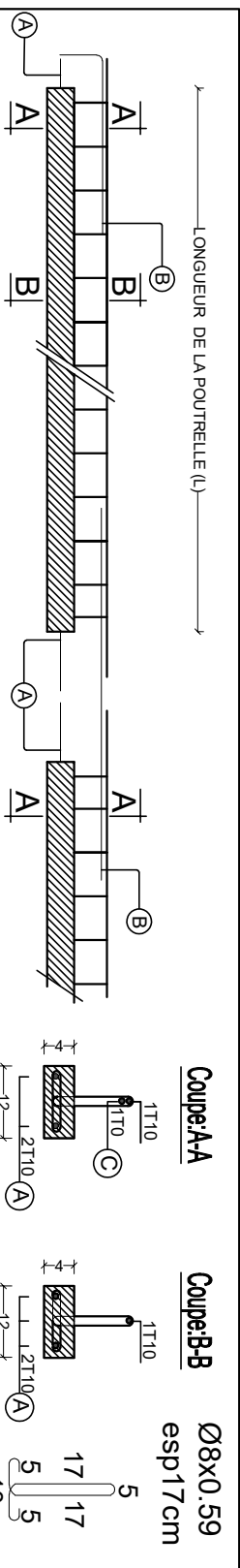
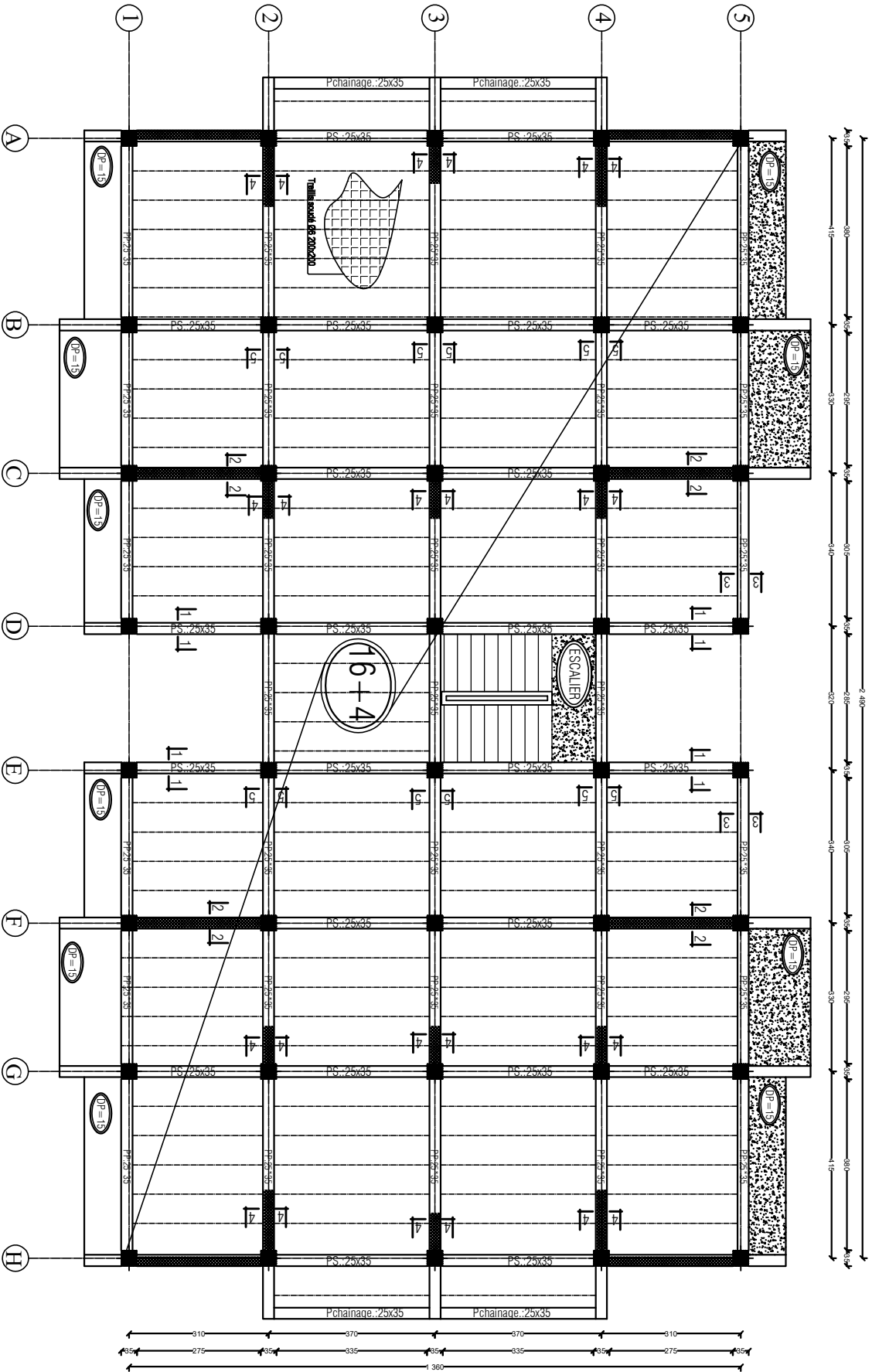
UNIVERSITE MOHAMED ELBAHARI
 Département Génie de Construction
 Filier Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude
 Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation et commercial

PLAN DISPOSITION DES VOILES

Réalise par :
 Encadrée par :

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 7,14 m



NOTES
 1) La hauteur minimale des nervures est de 100 mm.
 2) Les dimensions sont données en mm.
 3) Les dimensions sont données en mm.
 4) Les dimensions sont données en mm.
 5) Les dimensions sont données en mm.
 6) Les dimensions sont données en mm.
 7) Les dimensions sont données en mm.
 8) Les dimensions sont données en mm.
 9) Les dimensions sont données en mm.
 10) Les dimensions sont données en mm.

UNIVERSITÉ MOHAMED EL-MANAR
 Département Génie de Construction
 Filier Génie Civil

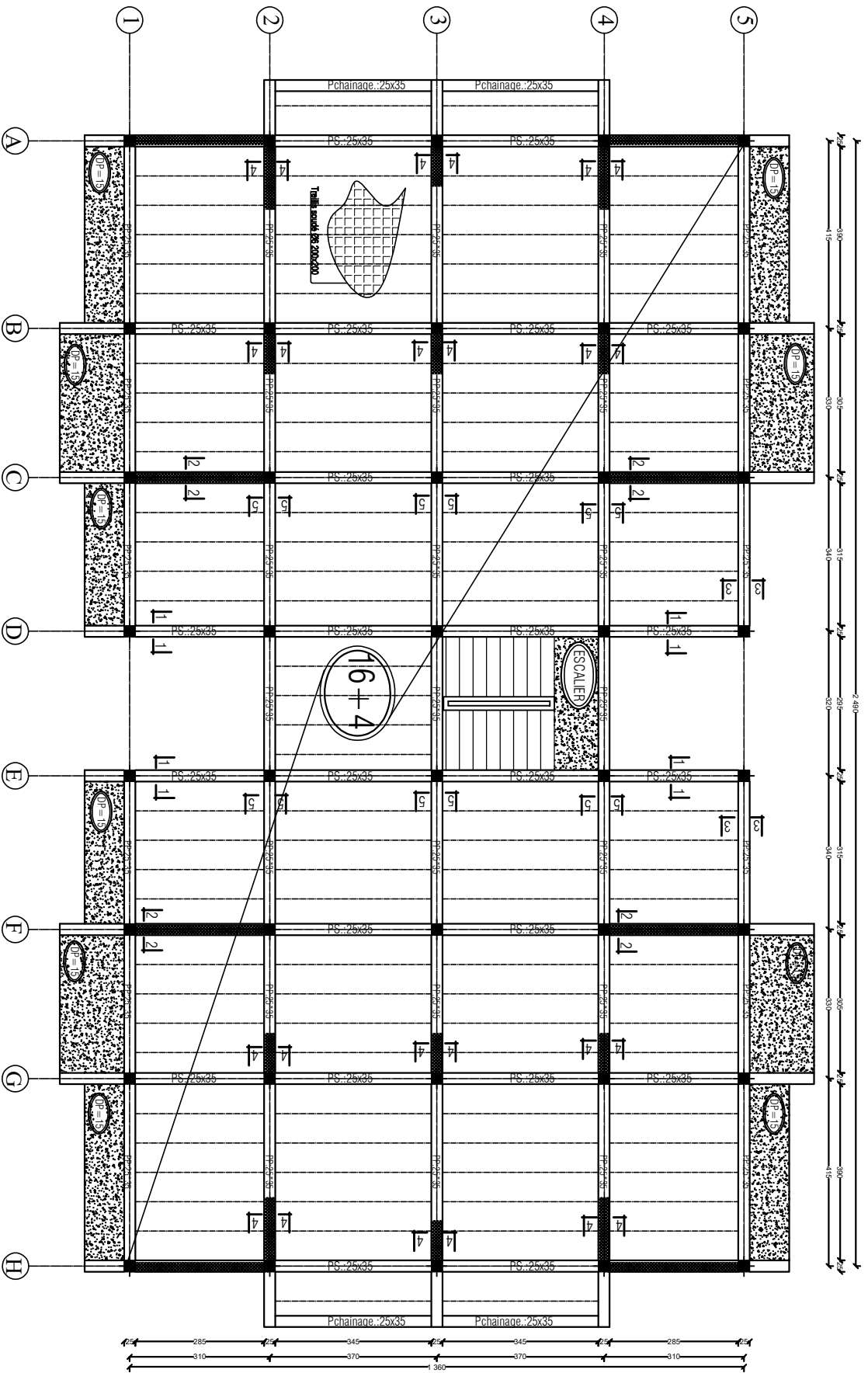
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation et commercial

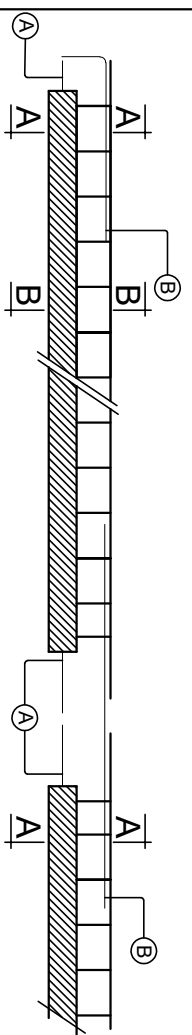
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS
 Réalisé par : Ouguemoum Thazi
 Encadré par : Mme Smahi

Présenté le: 20/11/2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 16,32 m



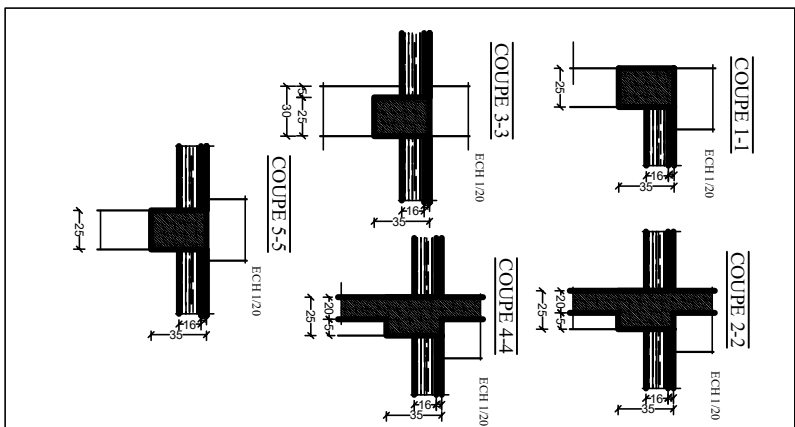
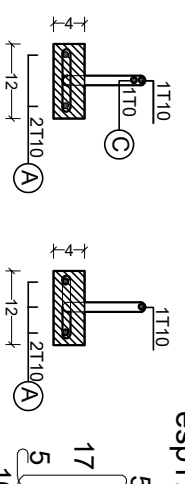
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe:A-A

Coupe:B-B

Ø8x0.59
esp 17cm



NOTES
Matériau des matériaux.
1) Le béton sera classé à 300 jours de cure, C25.
2) L'acier sera classé à 300 jours de cure, A400.
3) L'acier sera classé à 300 jours de cure, A400.
4) L'acier sera classé à 300 jours de cure, A400.
5) L'acier sera classé à 300 jours de cure, A400.

UNIVERSITÉ MOHAMED EL-MANAR
Département: Centre de la Construction
Filière: Génie Civil

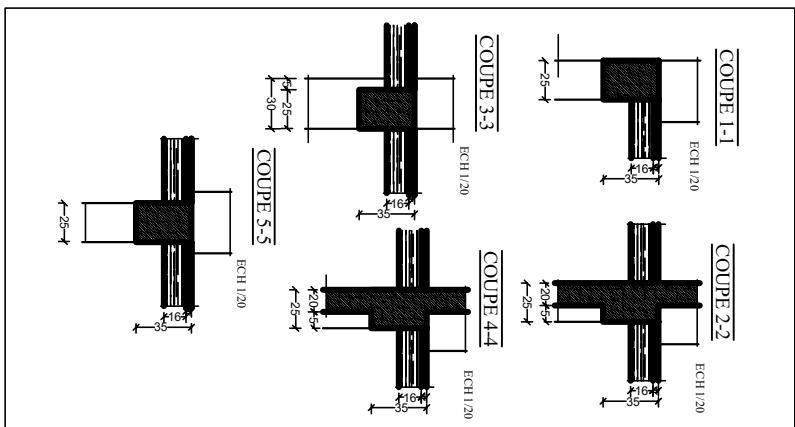
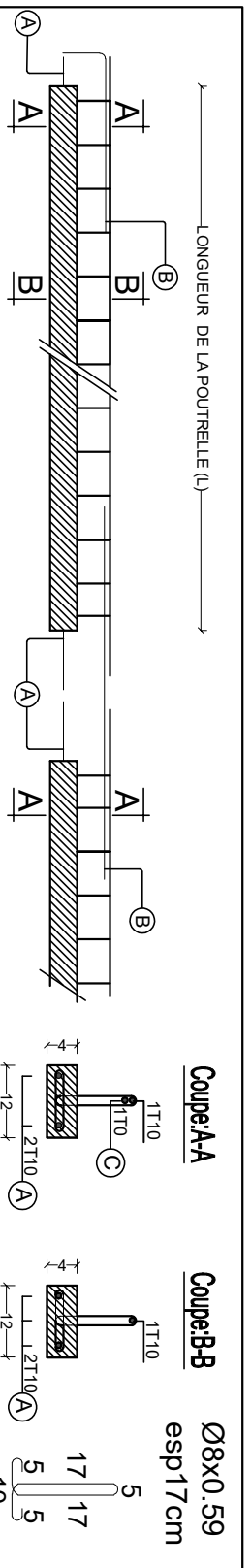
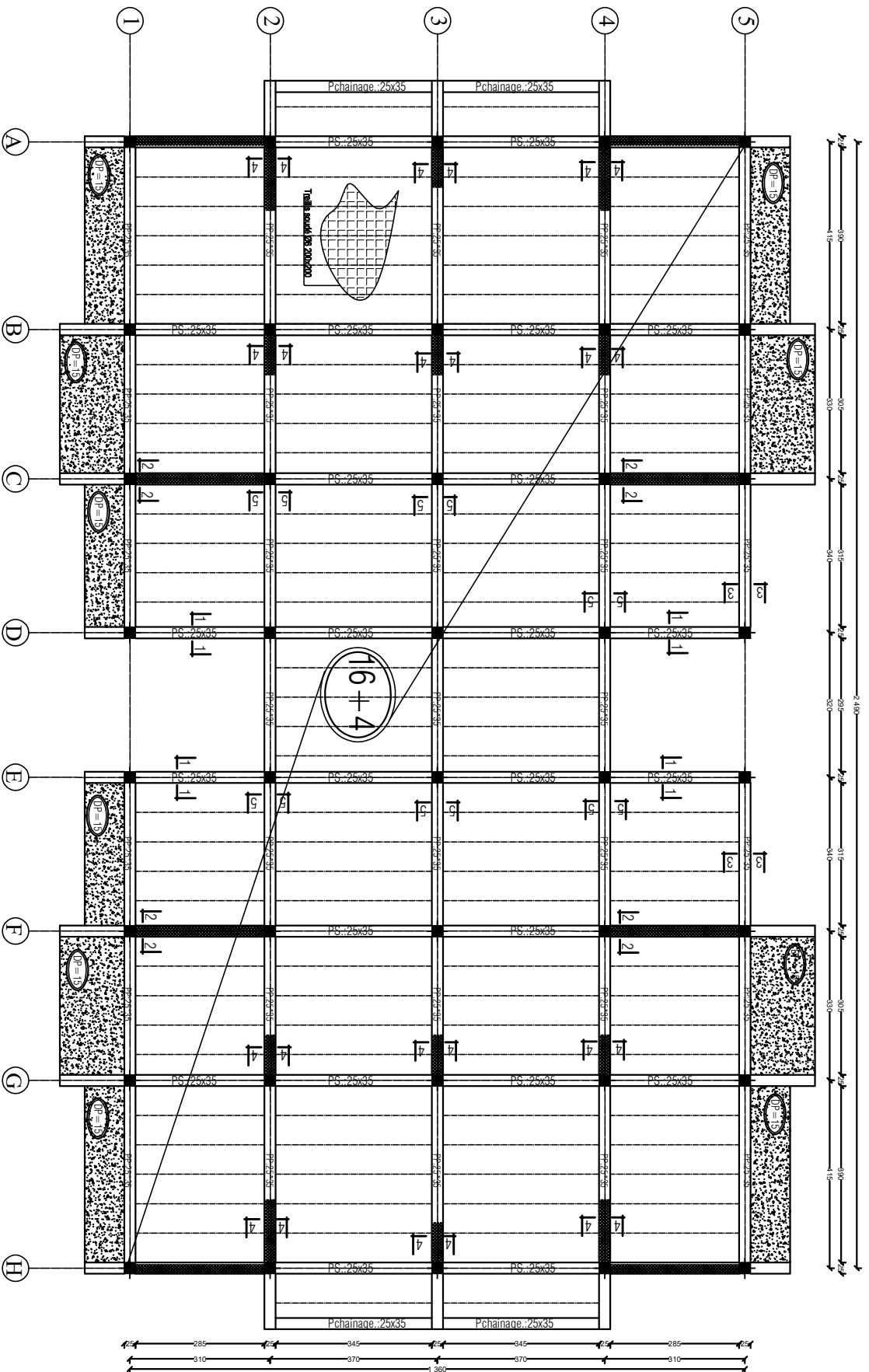
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS
Réalise par : Ougagoumou Thi ziti
Laissoni Nassima
Encadrée par : Aïme Smeïhi

Présenté le: 20/11/2023

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 19,38 m



NOTES
 1) La béton armé sera classé à 300 jours de CPA, 205
 f_{28j} ≥ 20MPa, pourvu que son f_{td} à 100 jours de CPA, 205
 soit supérieur ou égal à f_{td} = 0,85 f_{28j} et que son f_{td} à 100 jours de CPA, 205
 soit supérieur ou égal à f_{td} = 0,85 f_{28j} et que son f_{td} à 100 jours de CPA, 205
 soit supérieur ou égal à f_{td} = 0,85 f_{28j} et que son f_{td} à 100 jours de CPA, 205

UNIVERSITA' MOULUDU MANNAERTI THIZI
 Département: Centre de la Construction
 Filière: Génie Civil

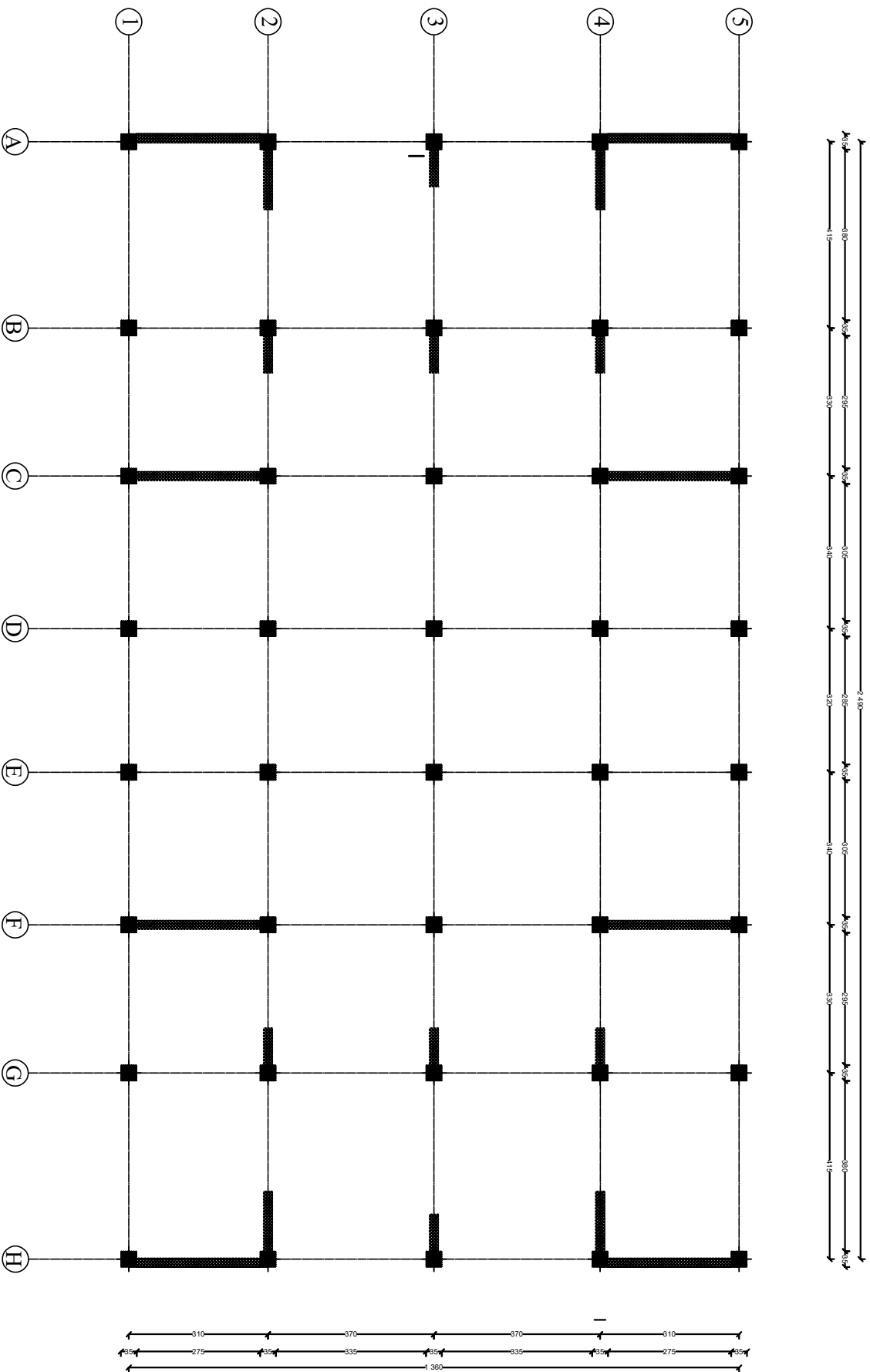
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS
 Réalisé par : Ouguemoum Thziti
 Laisssou Nassima
 Encadrée par : Aïme Smaïli

Présenté le: 20/11/2022

PLAN DISPOSITIONS DES VOILES



NOTES
 1) Le béton armé sera classé à 280 N/mm² de CPA, C28-32/35.
 2) Les aciers seront classés à 400 N/mm² de CPA, S25.
 3) Les aciers seront classés à 400 N/mm² de CPA, S25.
 4) Les aciers seront classés à 400 N/mm² de CPA, S25.
 5) Les aciers seront classés à 400 N/mm² de CPA, S25.

UNIVERSITÉ MOJIBRE MANMERTHIZI
 Département Génie de la Construction
 Filier: Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation et commercial

PLAN DISPOSITION DES VOILES

Réalisé par : Ouaguenoui Thiziri
 Laïssou Nassima

Encadrée par : Mme Smali

Présenté le 20/11/2023

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- ✓ Le règlement parasismique algérien **RPA99 modifié 2003**
- ✓ Règles de conceptions et de calcul des structures en béton armée **CBA93**
- ✓ Document technique réglementaire (charges et surcharges) **DTR B.C.2.2**
- ✓ Béton armée aux états limites **BAEL91 modifiée 99**

Logiciels :

- ✓ ETABS 9.7.0Analyse des structures
- ✓ Autocade 2019.....Dessin
- ✓ WORD 2010.....Traitement de textes
- ✓ Excel 2010.....calcul
- ✓ SOCOTEC BAER 2015.....ferraillage des éléments

Livre :

- ✓ Calcul des ouvrages en béton armée..... **Belazougui**
- ✓ Cours de construction.....**Lakhdar Yamani**
- ✓ Pratique de BAEL**Jean perchat-Roux**
- ✓ Exercice de béton armé selon les règles BAEL 83.....**Pierre Charon**
- ✓ Formulaire de béton armé de tome 1 et 2**Victor DAVIDOVICI**
- ✓ Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes