

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



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation & commercial
avec l'application du logiciel ROBOT-BAT 2014.*



Dirigé par :
M^{me} AKMOUSSI

Etudié par:
M^r HADJ ALI Abdesslam
M^r HADJ-CHAIB Ahmed

Promotion 2016/2017

Remerciement

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout Puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme.

Nous Remercions notre promotrice M^{me} AKMOUSSI De nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits Pour que nous terminions nos études.

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.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur Patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci pour tout

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ *A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ *A mes sœurs et mes frères*
- ❖ *A tous mes amis sans exception.*
- ❖ *A mes camarades de la promotion.*
- ❖ *A notre camarade de promo Lynda qui nous a énormément aidé*
- ❖ *A mon binôme AHMED ainsi que toute sa famille.*
- ❖ *A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

Abdesselam

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

❖ *A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma très chère mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

❖ *A mes sœurs et mon frère*

❖ *A tous mes amis sans exception.*

Ghiles ,Massi ,Oussama ,Raouf ,Ayoub , Ziad ,Hakim ,Sofiane,Saleh,

Tarik , Moh (CHA),Hassen ,Omar ,Farid ,Said

❖ *A ma chère Kenza*

❖ *A mes camarades de la promotion.*

❖ *A notre camarade de promos Lynda qui nous a beaucoup aidé*

❖ *A mon binôme ABDESSELAM ainsi que toute sa famille.*

❖ *A tous les membres du ROTARACT CLUB KABYLIE.*

❖ *A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

Miidou

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage (1-13)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... (14-31)

Chapitre III : Calcul des éléments :

 III.1 : calcul de l'acrotère..... (32-40)

 III.2 : calcul des planchers..... (41-68)

 III.3 : calcul des balcons..... (69-78)

 III.4 : calcul de l'escalier..... (79-95)

 III.5 : calcul de la poutre palière..... (96-111)

 III.6 : calcul de la salle machine..... (112-123)

Chapitre IV : présentation du logiciel et vérifications du RPA(124-153)

Chapitre V : ferrailage des éléments..... (154-202)

 V.1 : ferrailage des poteaux..... (154-170)

 V.2 : ferrailage des poutres..... (171-185)

 V.3 : ferrailage des voiles..... (186-202)

Chapitre VI : études de l'infrastructure..... (203-228)

Conclusion générale

Références bibliographies

INTRODUCTION GENERALE

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

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

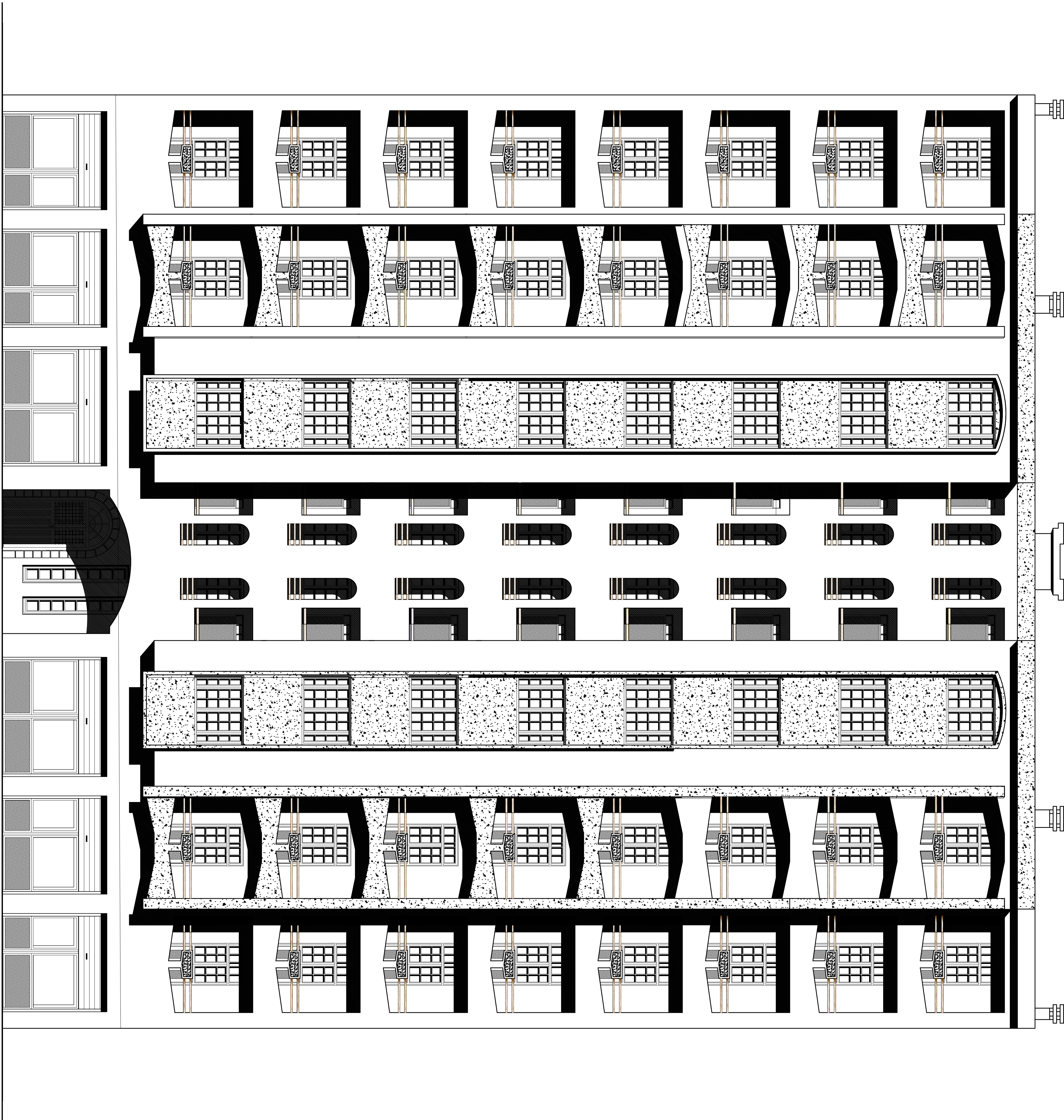
L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventement mixte à usage multiple. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort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

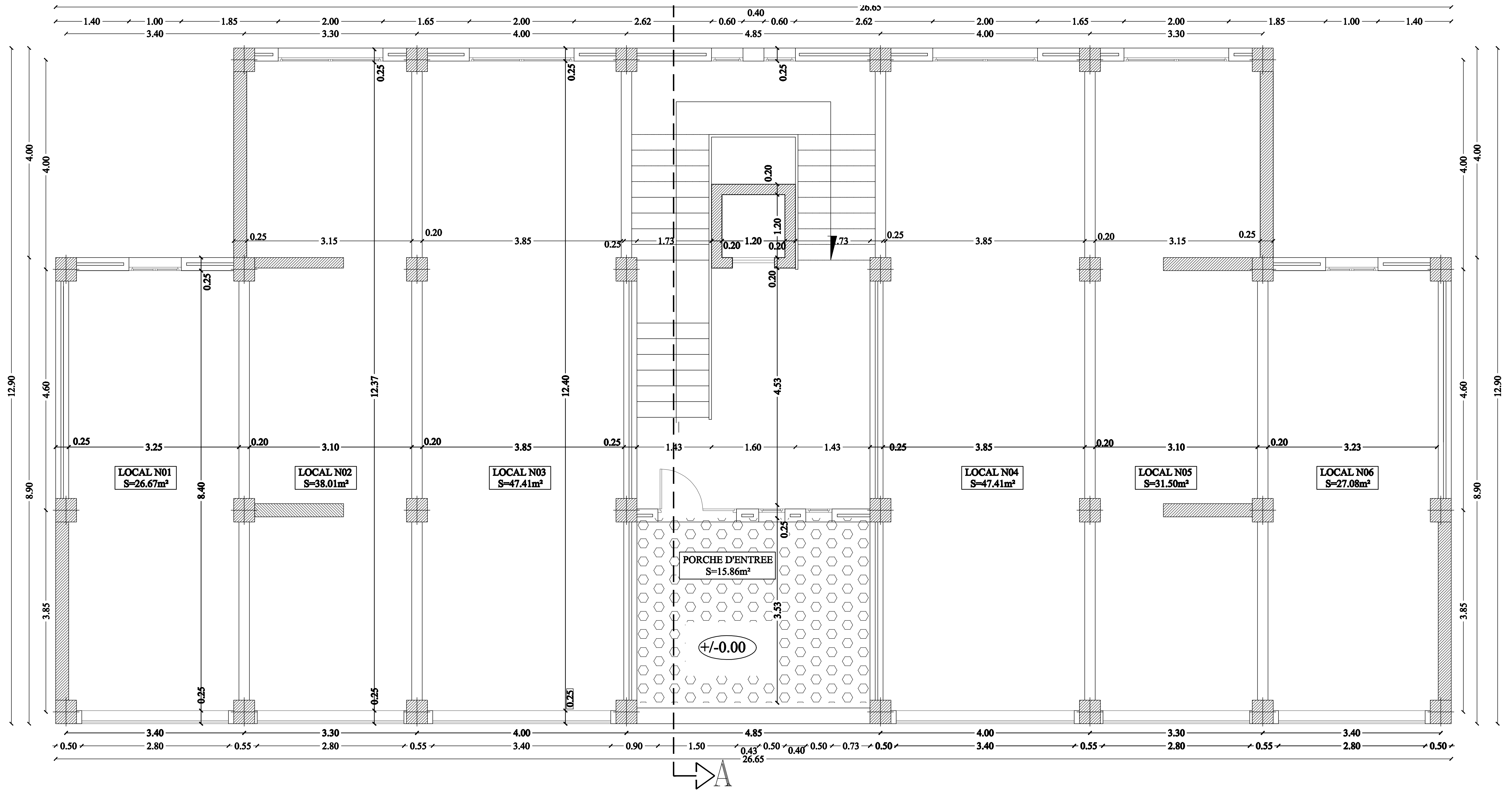
Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

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

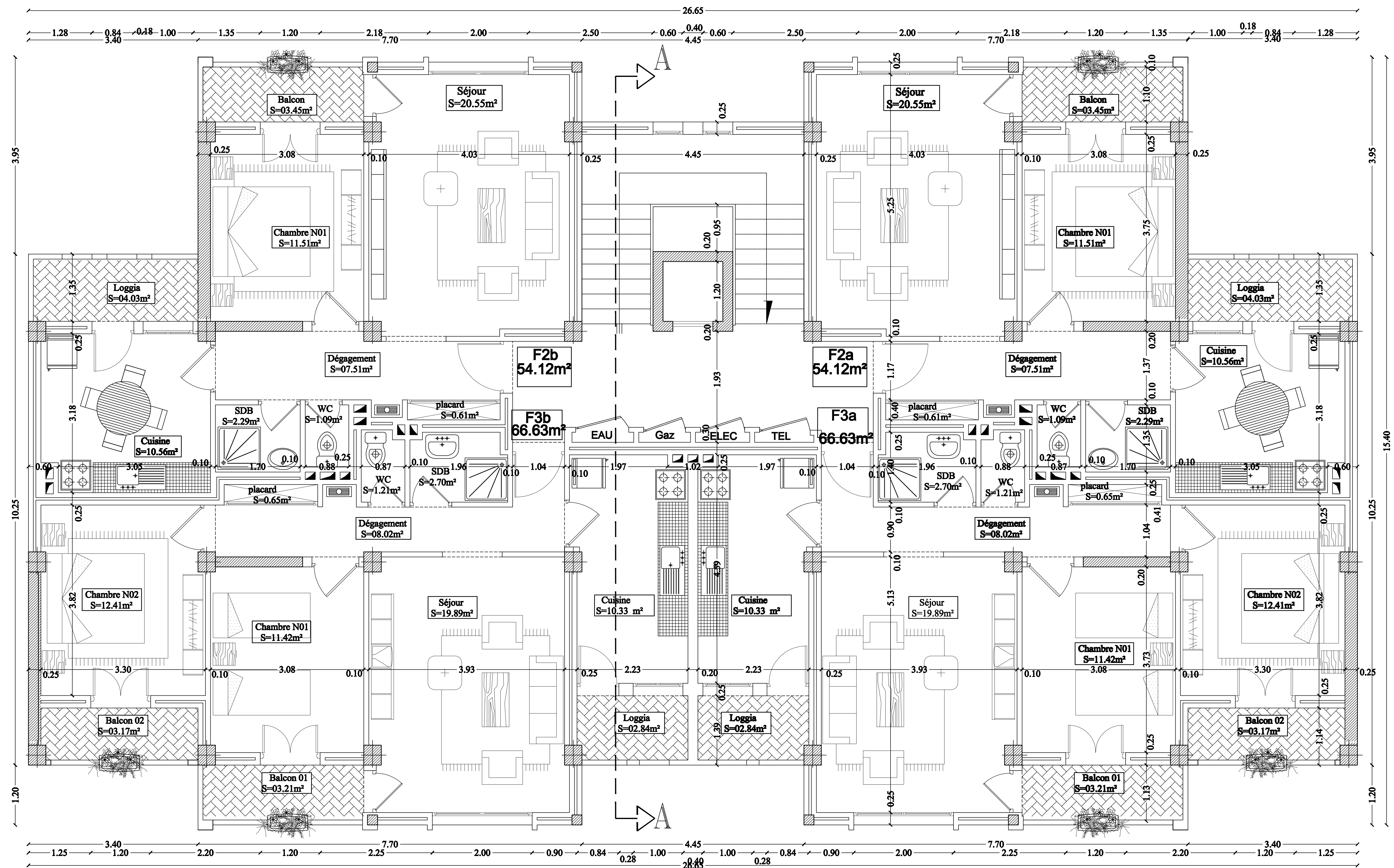
L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. Et il est amené alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure est faite à l'aide de logiciel **ROBOT** pour ses divers avantages.

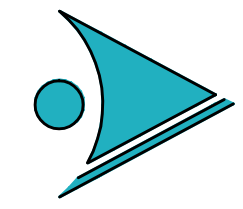




PLAN DU R.D.C Ech 1 / 50

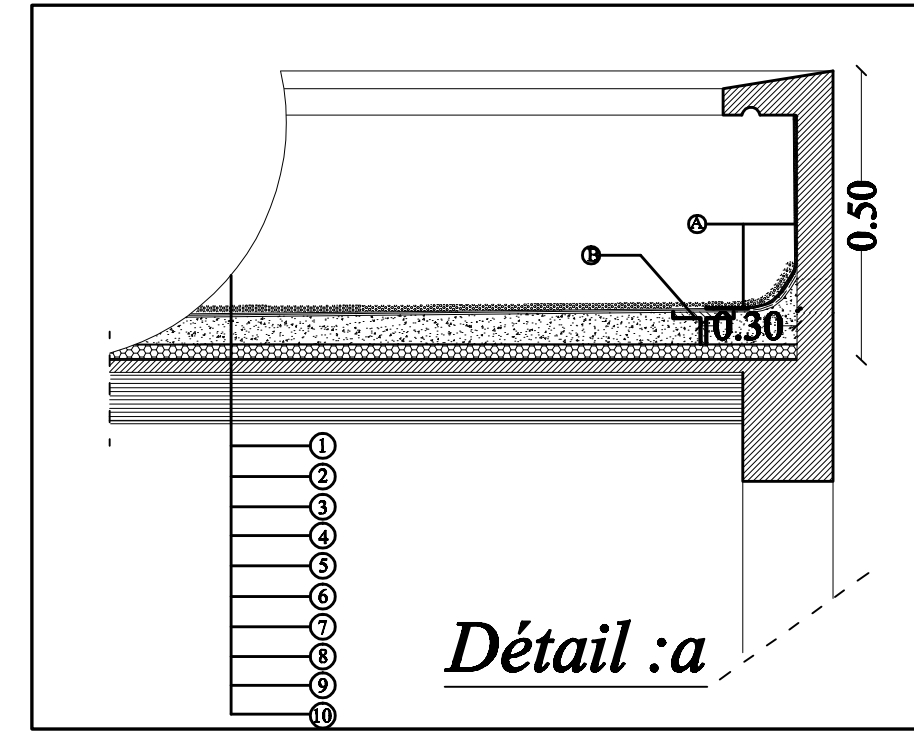


PLAN D'ETAGE COURANT Ech 1 / 50

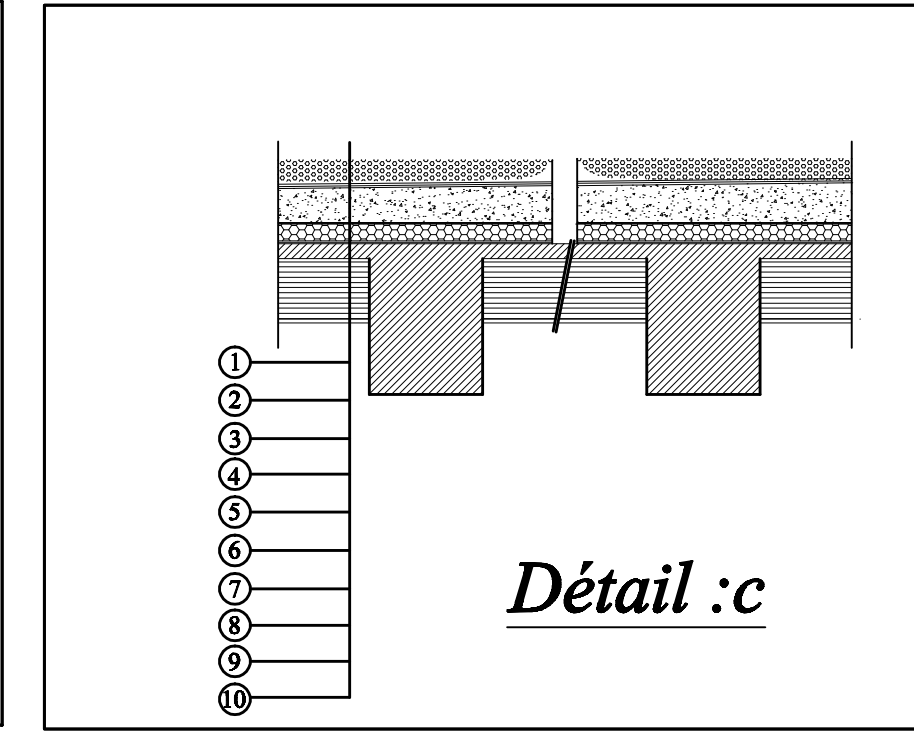
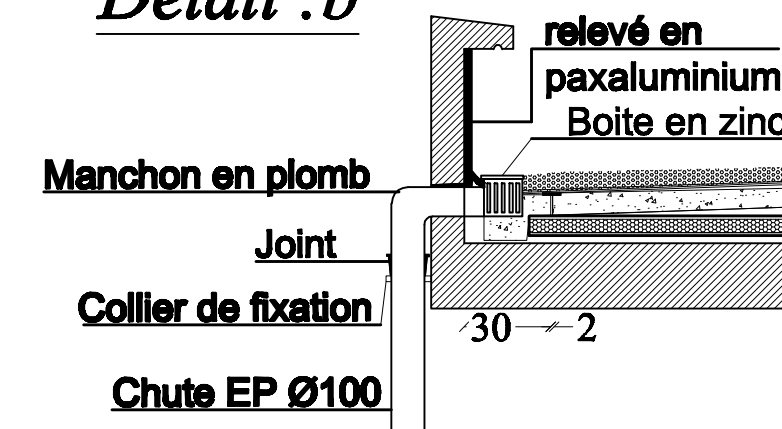


PLAN DE TOITURE

Détail étanchéité

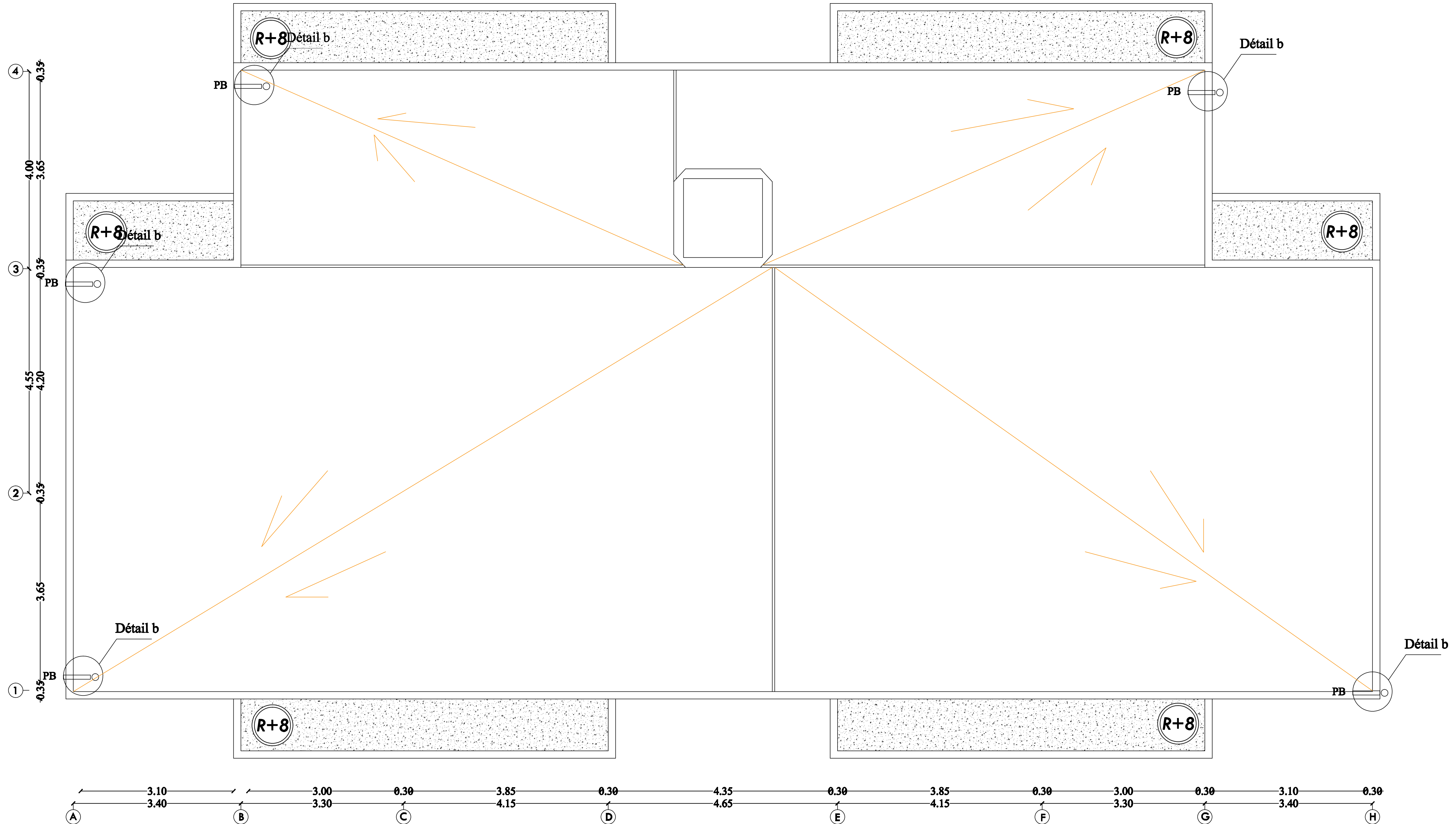
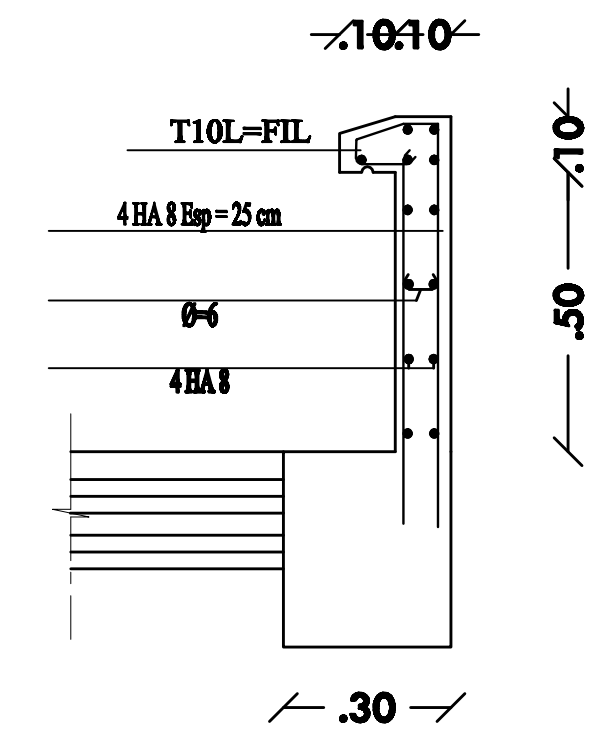


Détail : b



Détail : c

Détail acrotère



I.1- Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment en **(R+8) à usage commercial et d'habitation** en ossature mixte contreventée par voiles et portiques, cet ouvrage est de groupe d'usage 2 de moyenne importance qui sera implantée à Mizrana wilaya de Tizi Ouzou classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIb).

Ce bâtiment est constitué de ;

- R.D.C à usage commercial
- 08 étages courants à usage d'habitation
- Une cage d'ascenseur
- Une cage d'escalier
- Terrasse inaccessible

I.2.a - Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Longueur totale **L = 26,65 m**

Largeur totale **l = 12.90 m**

Hauteur du rez-de-chaussée..... **H_{rdc} = 4,50 m**

Hauteur d'étage courant **H_c = 3,06 m**

Hauteur totale **H_t = 28,98 m**

Acrotère **H_a = 0,60 m**

I.2.b- Propriétés mécanique du sol d'assise :

- La contrainte admissible du sol : **2 bars**
- Le site est considéré comme ferme : **S2**

I.3 - Eléments de l'ouvrage :

❖ Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de contreventement :

- Contreventement par portique : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- Contreventement par voile : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

❖ Les planchers :

Les planchers sont des éléments pleins limitant les différents niveaux d'un bâtiment

Ils ont pour rôles essentiels :

- Transmission et répartition de différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistances aux différents types de charges (permanente et surcharge).
- Une isolation thermique et acoustique.

Dans notre cas, les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression portée sur des poutrelles préfabriquées.

A l'exception de la cage d'ascenseur et les balcons dont on prévoit une dalle pleine en béton armé.

Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

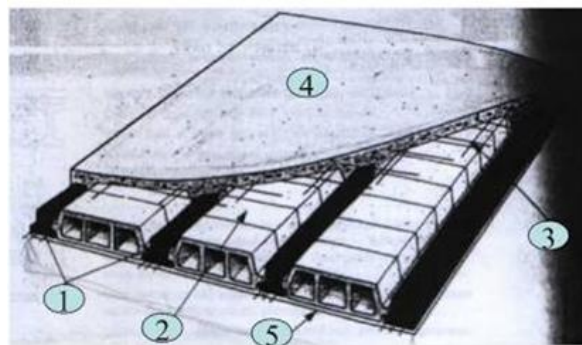


Fig I.1 : Plancher d'étage courant

❖ Escaliers et cage d'ascenseur :

La bâtisse sera dotée d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux les escaliers des étages seront composés de deux volées et un palier de repos intermédiaire sauf le RDC qui sera composé de trois volées et de deux paliers de repos. En plus des escaliers, le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui servira à déplacer facilement les personnes et les différentes charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, elle sera réalisée en voiles coulés sur place.

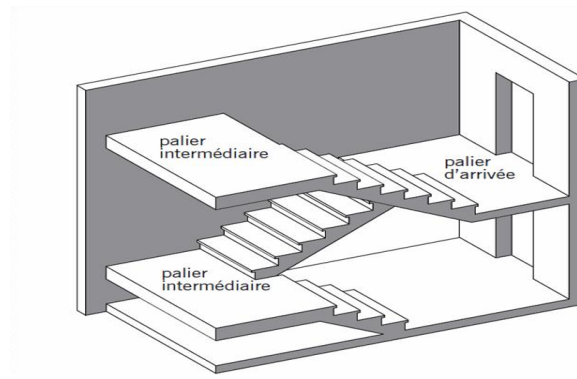


Fig. I.2 : schéma d'un escalier

❖ La maçonnerie :

La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- a) Murs extérieurs :** les façades extérieures sont réalisées en doubles cloisons en briques creuses de 10cm pour la cloison externe, et de 10cm pour la cloison interne, et d'une lame d'air de 5cm.
- b) Murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

Ils sont réalisés en :

- enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et les cages d'escaliers.
- mortier de pose.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

❖ Acrotère :

La terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de **60 cm** de hauteur et de **10cm** d'épaisseur.

❖ Système de coffrage :

Nous avons opté pour deux coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.
- Coffrage en bois pour les portiques.

❖ Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol.

Le choix de type dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

I.4 -Caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'ouvrage sera réalisé avec deux matériaux à savoir le béton et l'acier. Ces derniers doivent impérativement répondre aux exigences prescrites dans :

- ❖ **Les règles du BAEL91 modifié en 99 (béton armé aux états limites)**
- ❖ **Règlement Parasismique Algérien RPA99 modifié 2003.**
- ❖ **Les DTR (document technique réglementaire)**

I.4.1- Béton :

➤ Généralités :

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle. Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et se consolide dans un deuxième temps ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées. De plus, il présente des caractéristiques de résistance et de longévité particulièrement importantes. Ce dernier est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. De point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

➤ Les composants du béton :

- ✓ **Le ciment :** est un liant hydraulique sous l'aspect d'une poudre fine forme une pâte au contact de l'eau et durcit en séchant. Il provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80% environ) et d'argile (20%).
- ✓ **L'eau de gâchage :** l'eau employée pour le béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.
- ✓ **Les granulats :** Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance. Ils représentent le squelette du béton.
- ✓ **Les adjuvants:** Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité pour modifier ou améliorer ses propriétés selon le besoin. Comme exemple: les plastifiants, les retardateurs ou accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air etc....

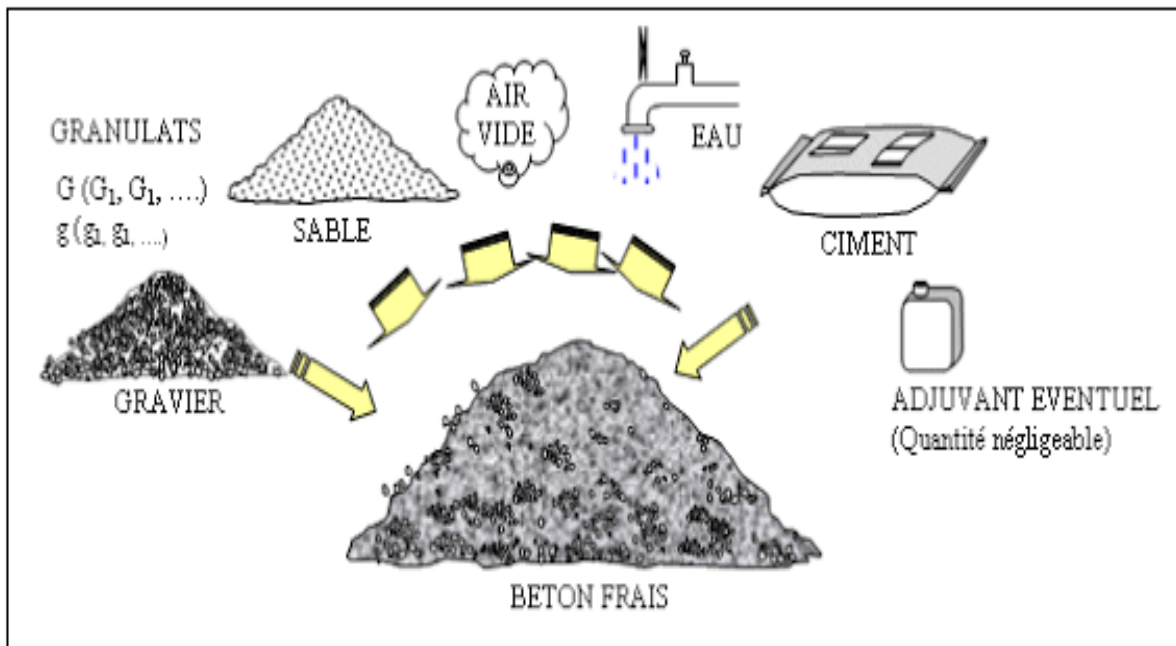


Fig.I.3 : Les composants du béton

I.4.1.1- Résistance caractéristique du béton à la compression : f_{cj}

Le béton est défini par sa résistance à la compression f_{cj} avec j âge du béton. Il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression sur de éprouvettes normalisés cylindriques $16 \times 32 \text{ cm}^2$ définie à **28 jours** d'âge de durcissement, notée f_{c28} .

Pour l'étude de ce projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge de 28 jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \quad (\text{BAE91/A.2.1.11}).$$



Fig.I.4 : Essai de compression

I.4.1.2-Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/ArtA2.1.12}).$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c28} < 60\text{MPa}$.

➤ Dans notre cas: $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$.

I.4.1.3-Module de déformation longitudinale(E) :

A) Déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000^3 \overline{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2. 1.1.2})$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} \implies E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$.

♣ La formule donnant E_{ij} n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

B) Module de déformation longitudinale différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$3700E_{vj} = {}^3 \overline{f_{c28}} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2. 1. 2.2})$$

Pour $j=28$ jours ; $f_{c28}=25\text{MPa} \implies E_{v28} = 10818.865\text{MPa}$.

I.4.1.4- Module de déformation transversale du béton (G) :

Le module de déformation transversal G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

♣ Sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A2. 1. 1.3})$$

Avec :

E : module de young

ν : coefficient de poisson

❖ Coefficient de poisson (BAEL/A2.1, 3) :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$$

$\frac{\Delta l}{l}$: Déformation longitudinale

$\frac{\Delta d}{d}$: Déformation transversale

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton fissuré).

A) Contrainte Limites :

❖ Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux états limites :

❖ **Etat limite ultime ELU:** Les états qui conduisent à la ruine de l'ouvrage soit par :

- Perte d'équilibre statique (basculement).
- Perte de stabilité de forme (flambement).
- Matériau qui rentre dans sa phase plastique.
- Perte de résistance (rupture).

a) La contrainte limite ultime à la compression :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \theta} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A4. 3}).$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité.

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \implies \text{en situation courante.} \\ \gamma_b = 1.15 \implies \text{en situation accidentelle.} \end{array} \right.$

♣ θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'action, il a pour valeur :

- ♣ $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à **24 heures**.
- ♣ $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre **1 heure et 24 heures**.
- ♣ $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à **1heure**.

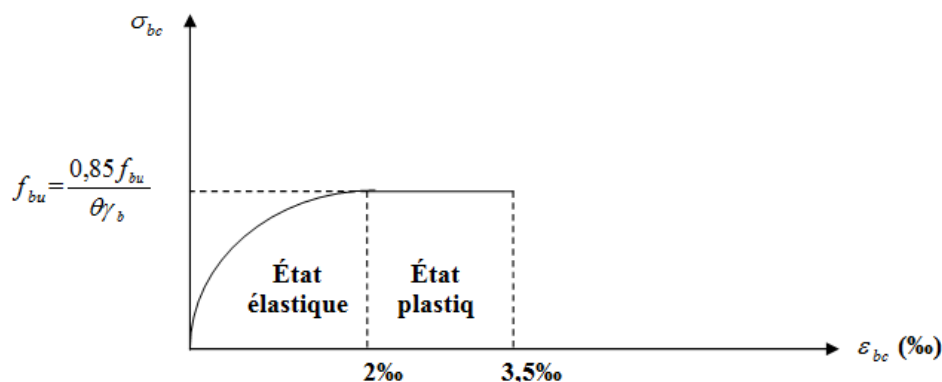


Fig.I.5 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

A j = 28 jours

- Cas courant : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1 \implies f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$.
- Cas accidentel : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1,15$; $\theta = 0.85 \implies f_{bc} = 21.75 \text{ Mpa}$.
- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

- $0\% < \varepsilon_{bc} < 2\%$ \implies **compression pure.**
- $2\% < \varepsilon_{bc} < 3.5\%$ \implies **compression avec flexion.**

Avec : ε_{bc} : Raccourcissement du béton

b) Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule :

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

- ✓ **V_u** : effort tranchant à l'ELU dans la section.
- ✓ **b_0** : largeur de l'âme.
- ✓ **$d=0.9h$** : position des aciers tendus.
- ✓ **$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$** pour la fissuration peu nuisible.
- ✓ **$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$** pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ Etat limite de service (ELS):

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation, ils correspondent à

- La limite de la compression du béton.
- La limite d'ouverture des fissures.

- Déformation admissible des éléments de construction (flèche)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Pour notre cas, on a : $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$.

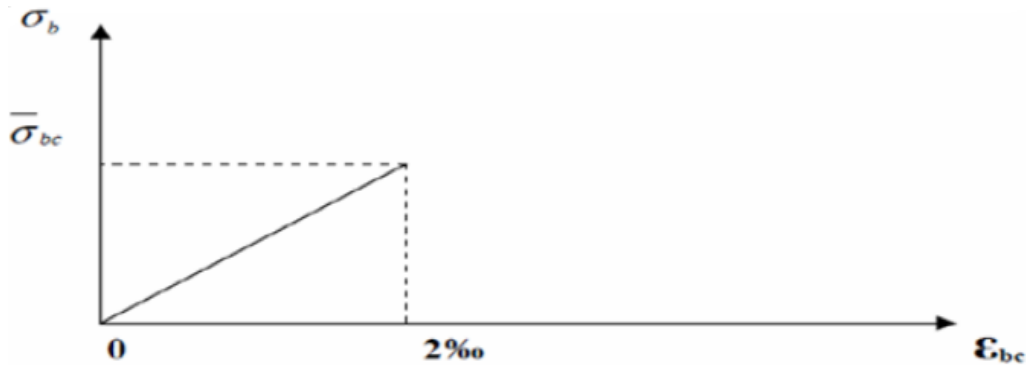


Fig I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

❖ Poids volumique du béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

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

I.5-Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

❖ Les aciers à haute adhérence (HA) :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence de avec un acier de nuance **fe E400 type1** $\implies f_e = 400 \text{ Mpa}$.

❖ **Treillis soudé :**

Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement .les espacements entre axes sont égaux



Fig.I.7 : treillis soudé

I.5.1-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]}.$$

❖ **Coefficient de poisson des aciers :** Il est pris égale à : $\nu = 0.3$

I.5.2- Contraintes limites :

a) **Contraintes limite à l'ELU :**

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

Avec :

- **f_e :** Contrainte limite d'élasticité.
- **σ_{st} :** Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- **γ_s :** Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \implies \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \implies \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

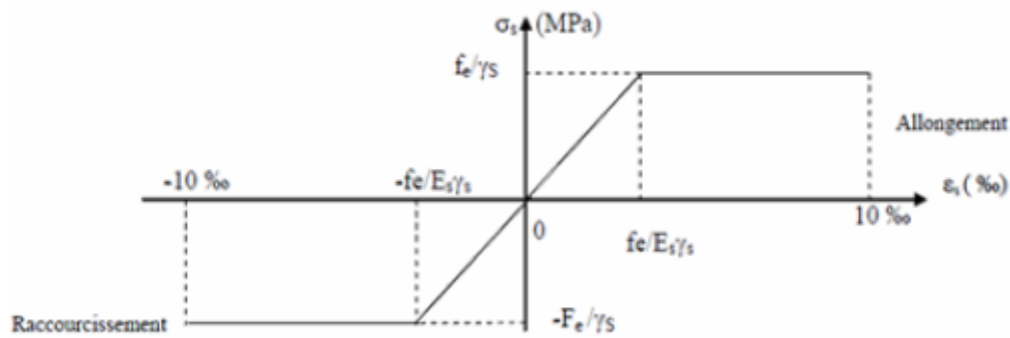


Fig.I.8 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

b) Contraintes limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après **BAEL91/Art 4.5.3** on distingue trois cas de fissures :

1. **Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2) :** Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
2. **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3) :** C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \overline{\eta f_{tj}} \right)$$

2. **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4) :**

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \overline{\eta f_{tj}} \right)$$

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta=1.6$ pour la haute adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
- $\eta=1.3$ pour les hautes adhérences (HA) de diamètre < 6 mm.
- $\eta=1.0$ pour les aciers ronds lisses.

❖ **Diagramme contrainte déformation :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte de déformation est illustré par la figure ci-dessous :

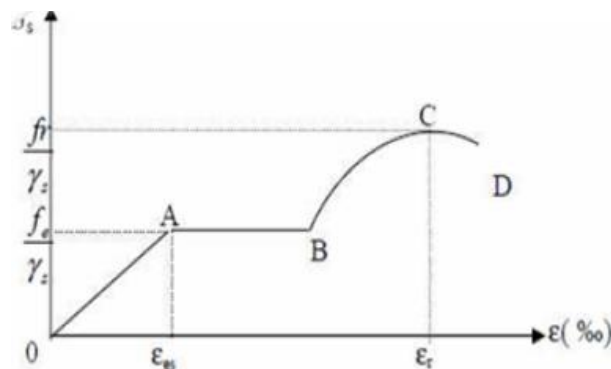


Fig.I.9 : Diagramme contrainte déformation

- f_r : Résistance à la rupture.
- f_e : Limite d'élasticité.
- ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- ε_r : Allongement à la rupture.

Dans le diagramme, on distingue 04 parties :

- ✓ Zone 0A : Domaine élastique linéaire.
- ✓ Zone AB : Domaine plastique.
- ✓ Zone BC : Domaine de raffermissement.
- ✓ Zone CD : Domaine de striction.

I.5.3-Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.2.4)

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

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

II-Introduction

Maintenant qu'on a défini toutes les caractéristiques et les éléments qui composent notre structure on passe au pré dimensionnement de ces derniers en utilisant des relations empiriques.

II.1-Les plancher :

Le plancher est un élément de la structure d'un bâtiment. Il s'agit d'un élément porteur horizontal qui prend appui sur les éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ou sur des éléments horizontaux (poutres).

✓ La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec:

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur total des planchers.

Dans notre cas : $L_{\max}=485-25=460\text{cm}$.

$$h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20,44\text{cm}.$$

on a opté pour un plancher d'épaisseur : **$h_t=(20+4)\text{cm}$** .

Donc :

- **20[cm]** la hauteur du corps creux.
- **4[cm]** la hauteur de la dalle de compression.

II.2-Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

(Pour avoir une forme rectangulaire)

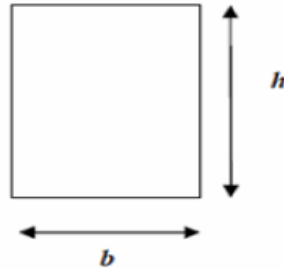


Fig.II.1 : Schéma de la poutre

Hauteur: $\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10}$.

Largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

II.2.1-Les poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

✓ **La hauteur :**

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

- Les dimensions de calcul exigé par le RPA est (25x25) cm.

$L_{\max} = 485 - 25 = 460 \text{ cm.}$

$\frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.67 \leq h_t \leq 46$ On prend: $h_t = 45 \text{ cm.}$

✓ **La largeur :**

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

$0.4(45) \leq b \leq 0.7(45) \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$

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

- Donc la section de la poutre principale est : **PP (30x45) cm².**

II.2.2-Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chainage.

✓ **La hauteur :**

$$L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm.}$$

$$\frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h_t \leq 43.5$$

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

✓ **La largeur :**

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

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

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

On opte pour $b = 30 \text{ cm}$ pour uniformiser le coffrage

- Donc la section de la poutre secondaire est : **PS (30x40) cm².**

❖ **Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :**

Pour les poutres principales :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée.
- ✓ $h_t = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée.
- ✓ $h_t / b = 1,5 \leq 4$vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- ✓ $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée.
- ✓ $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée.
- ✓ $h_t / b = 0.625 \leq 4$vérifiée.

II-3-voiles (RPA99/7.7.1):

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

❖ L'épaisseur (a) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

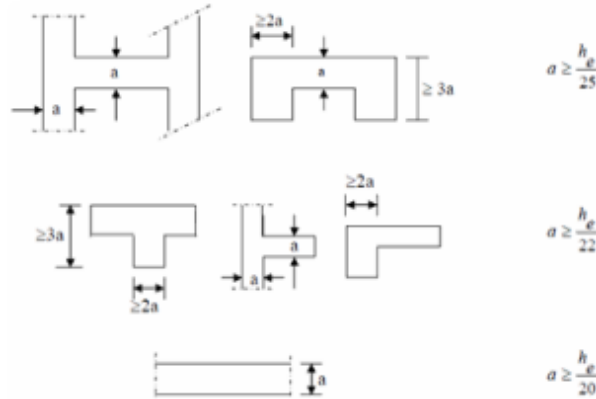


Fig.II.2 : épaisseurs des voiles

✓ Pour le RDC :

Avec :

$h_e = h - e_p$

h : hauteur de l'étage.

e_p : épaisseur du plancher.

$h_e(\text{RDC}) = 450 - 24 = 426 \text{ cm}$.

$a \geq 426 / 20 = \mathbf{21,3 \text{ cm}}$.

✓ Pour l'étage courant :

$h_e(e) = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$

$a \geq 282 / 20 = \mathbf{14,1 \text{ cm}}$.

On prend une épaisseur de **25cm** pour tous les voiles.

❖ La longueur :

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

$$L_{\min} \geq 4 \times a$$

L_{min} : Portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 140 \text{ cm} \geq 4 \times 25 = \mathbf{100 \text{ cm}}$.

II.4-Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la Superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

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

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

- ✓ N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,
- ✓ S : section transversale du poteau,
- ✓ G : charge permanente,
- ✓ Q : surcharge d'exploitation
- ✓ σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton tel que :

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

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

- $\text{Min}(b_l, h_l) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et IIa.}$
- $\text{Min}(b_l, h_l) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone III et IIb.}$
- $\text{Min}(b_l, h_l) \geq \frac{h_e}{20}.$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$

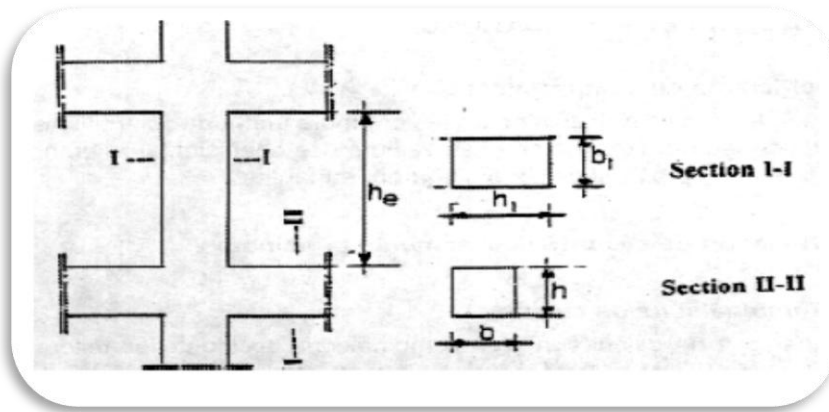


Fig.II. Nœuds

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

✓ Poids propre du poteau RDC :

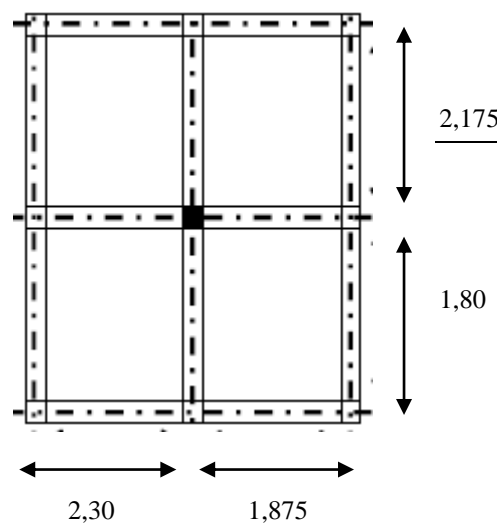
$$G_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times 4.5 \times 25 = \mathbf{7.03 KN}.$$

✓ Poids propre du poteau de l'étage courant :

$$G_{EC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{4.78 KN}.$$

II-4-1-Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

❖ Surface d'influence :



$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.30 \times 1.80 = 4.14 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1.875 \times 1.80 = 3.375 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 2.30 \times 2.175 = 5 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.875 \times 2.175 = 4.08 \text{ m}^2.$$

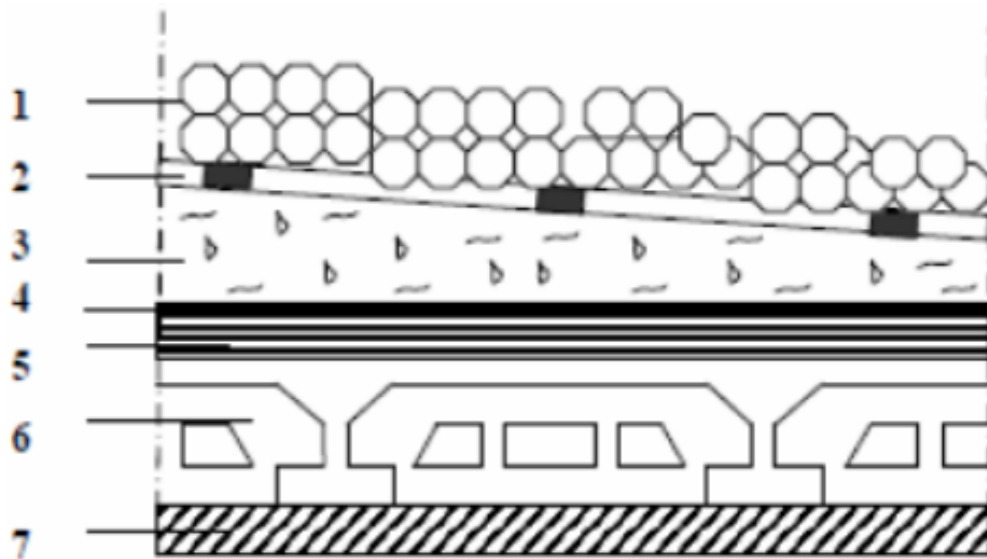
$$\text{Donc : } S = 4.14 + 3.375 + 5 + 4.08 = 16.595 \text{ m}^2.$$

II-4-2-Détermination des charges permanentes et surcharges:

A) Les charges permanentes :

❖ **les planchers :** Nous possédons deux types de planchers :

a) Plancher terrasse :



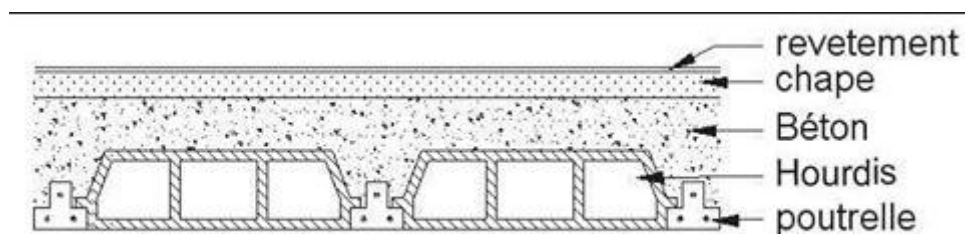
FigII.3 : Coupe verticale du plancher terrasse

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau(II.1) : Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G (KN/m^2)$ $G=e \times \gamma$
1	Couches de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
4	Feuille de polyane	—	0.01	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20+0.04	13	3.36
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				6.39

b) Plancher étage courant :



FigII.4 :Coupe verticale du plancher d'étage courant

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

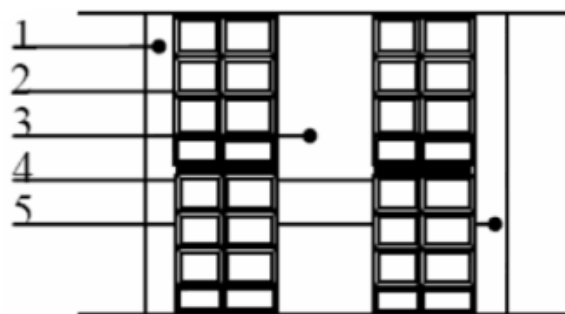
Tableau(II.2) : Charges permanentes (G) étage courant.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges $G (KN/m^2)$ $G = e \times \gamma$
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20+0.04	13	3.36
5	Les cloisons intérieurs	0.1	09	0.90
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_c				5.92

❖ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a) Murs extérieurs :



FigII.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

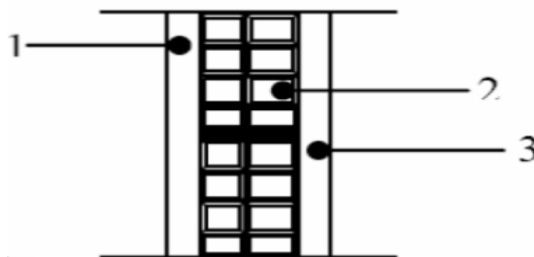
Tableau (II.3) : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(KN/m^3)$	Charges G (KN/m^2)
1	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mex}				2.36

Cette charge verticale de 2.36 kN/m² du mur extérieur s'applique sur les poutres périphériques (poutre principale et poutre secondaire) donc:

Exemple pour le RDC : $q = 2.36 \times h_e = 2.36 \times 4.50 = 10.62 \text{ KN/ml}$.

b) Murs intérieurs :



FigII.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau (II.4) : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

N°	Désignation de l'élément	L épaisseur(m)	r KN/m ² /cm)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G_{mint}				1.30

B) Charges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau(II.5) : Charges d'exploitation (Q).

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher RDC (commerce)	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II-5-3) Détermination du poids propre des éléments :

Avec : $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

a) Poids propre des planchers :

Tableau II.6 : Charges permanentes des planchers

Plancher	Surface d'influence $S (m^2)$	Charges $G (KN/m^2)$	Charges permanente du plancher $P (KN)$
Terrasse	16.595	6.39	$P = G \times S = \underline{106.365}$
Etage courant	16.595	5.92	$P = G \times S = \underline{98.24}$

b) Poids propre des poutres :

Tableau II.7 : Charges permanentes des poutres

Plancher	Charge permanente des poutres $G (KN/m^2)$	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = GPP + GPS (KN)$
Poutres principales	$G_{pp} = [0.30 \times 0.45 \times 4.175] \times 25$ $= \underline{14.09}$	$P_{totale} = 14.09 + 9.94 =$ 24.03
Poutres secondaire	$G_{ps} = [0.25 \times 0.40 \times 3.975] \times 25$ $= \underline{9.94}$	

c) poids propres des poteaux :

Min (b, h) \geq 25 cm en zone IIa

h = 25 cm. (Art 7.4.1. RPA99/2003).

Avec:

$$h_{libre} = h_{etage} - h_t$$

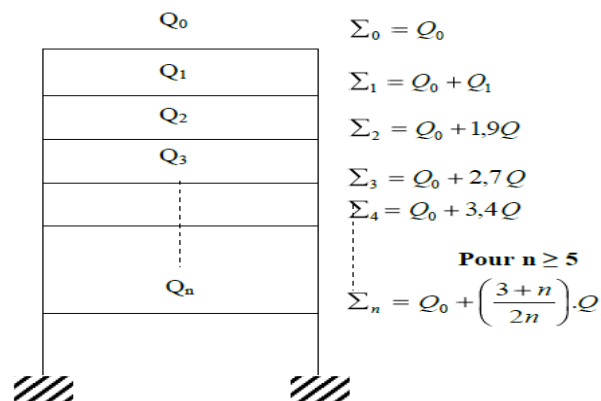
- h_{libre} (étage courant) = $3.06 - 0.25 = \underline{2.81cm}$.
- h_{libre} (RDC) = $4.50 - 0.25 = \underline{4.25cm}$.
- 1er à 8ème étage : $PPé = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 2.81 = \underline{4.39KN}$.
- RDC : $PP/RDC = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.25 = \underline{6.64KN}$.

II-4-4-Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le document technique réglementaire (**DTR.B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout le plancher.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression est donc définie comme suit :



Avec :

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse,
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i),
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas
- Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

Tableau II.8 : Coefficients de dégression de surcharges

niveau	terrasse	7	6	5	4	3	2	1	RDC
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

a) Surcharge d'exploitation :

- ✓ étage courants: $Q \times S = 1.5 \times 16.595 = \mathbf{24.892 \text{ kN}}$.
- ✓ Terrasse: $Q \times S = 1 \times 16.595 = \mathbf{16.595 \text{ kN}}$.
- ✓ RDC (commercial) : $Q \times S = 4 \times 16.595 = \mathbf{66.38 \text{ kN}}$.

➤ Les surcharges cumulées Q_n :

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation

Niveaux	Opérations	Résultats
terrasse	$Q_0=1 \times 16.595$	16.595
Niveau7	$Q_0+ Q_1 =16.595+24.892$	41.487
Niveau6	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=16.595+0.95(2 \times 24.892)$	63.889
Niveau5	$Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3) =16.595+0.9(3 \times 24.892)$	83.803
Niveau4	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=16.595+0.85(4 \times 24.892)$	101.227
Niveau3	$Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=16.595+0.8(5 \times 24.892)$	116.163
Niveau2	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=16.595+0.75(6 \times 24.892)$	128.609
Niveau1	$Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=16.595+0.714(7 \times 24.892)$	141.005
RDC	$Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+ Q_8)=16.595+0.687(8 \times 24.892)$	153.401

	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ (KN)	Section du poteau (cm ²)	
	Plancher	Poutres	poteaux	G_{totale}	G_{cum}	Q_i	Q_{cum}	$N_s=G_c+Q_c$	$S_{min}=N_s/\sigma_{bc}$	Section adoptée
Terrasse	106.04	24.03	0	130.07	130.07	16.595	16.595	146.665	97.77	30 × 35
7	98.24	24.03	4.39	126.66	256.73	24.892	41.487	298.217	198.81	30 × 35
6	98.24	24.03	4.39	126.66	383.39	24.892	63.889	447.279	298.186	30 × 35
5	98.24	24.03	4.39	126.66	510.05	24.892	83.803	593.853	395.902	35 × 40
4	98.24	24.03	4.39	126.66	636.71	24.892	101.227	737.937	491.958	35 × 40
3	98.24	24.03	4.39	126.66	763.37	24.892	116.163	879.533	586.355	35 × 40
2	98.24	24.03	4.39	126.66	890.03	24.892	128.609	1018.639	679.092	40 × 45
1	98.24	24.03	4.39	126.66	1016.69	24.892	141.005	1157.695	771.796	40 × 45
RDC	98.24	24.03	6.64	128.91	1145.6	66.38	153.401	1299.001	866.001	40 × 45

II-4-5-Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Tableau II.12: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99 (Art 7.4.1).

Poteaux	Conditions exigées par (RPA)	Valeur calculée et vérification	Observation
30x35	$\min (b_l, h_l) \geq 25$	Min (b, h)= 30cm=25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 30\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{30}{35} = 0.857 < 4$	Condition vérifiée
35x40	$\text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm}$	Min (b, h)= 35cm>25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min (b,h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{35}{40} = 0.875 < 4$	Condition vérifiée
40x45	$\text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b, h)} = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b ,h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 40\text{cm}$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{450}{20} = 22.5\text{cm} < 40\text{cm}$	

	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} = \frac{40}{45} = 0.888 < 4$	Condition vérifiée
--	-----------------------------------	---	--------------------

II-4-6-Vérification des poteaux au flambement :

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

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

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

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

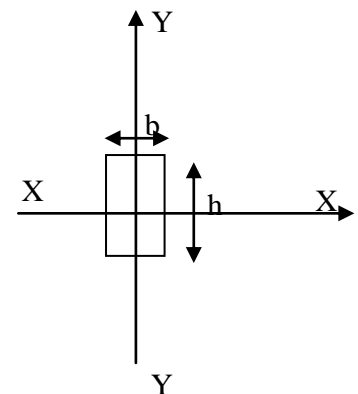
L_0 : hauteur libre du poteau ;

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{xx}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{h} .$$



- Pour le RDC, (poteau 40x45) ; $l=4.50\text{m}$; $\lambda=24.25 < 50$
- Pour le 1er, 2eme étage (poteau 40x45) ; $l=3.06\text{m}$; $\lambda=16.48 < 50$
- Pour le 3eme, 4eme et 5eme étage (poteaux 35x40) ; $l=3.06\text{ m}$; $\lambda=18.55 < 50$
- Pour le 6eme ,7eme étage et la terrasse (poteaux 30x35) ; $l=3.06\text{ m}$; $\lambda=21.20 < 50$

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

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les

Pré-dimensionnements suivants :

- ❖ **Les planches** : $ht=24$ cm
- ❖ **Les poutres** :
 - Poutres principales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
 - Poutres secondaires $(25 \times 40) \text{ cm}^2$
- ❖ **Les poteaux** :
 - Le RDC ,1er, 2eme étage : $(40 \times 45) \text{ cm}^2$
 - Le 3eme, le 4eme et le 5eme étage : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$
 - Le 6eme, le 7eme et la terrasse : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- ❖ **Les voiles** : $e = 25$ cm

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

III-Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments secondaires comme : l'acrotère, les planchers, les escaliers et la salle machine.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99) et le RPA.

III.1-Calcul de l'acrotère :

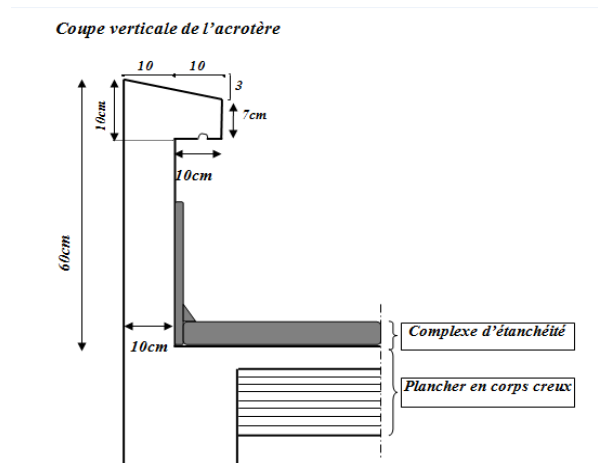
L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m.

✓ Dimension de l'acrotère :

- La Largeur : 100cm ;
- L'épaisseur : 10cm ;
- La hauteur : 60cm.



FigIII.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.1 Détermination des sollicitations :

✓ Poids propre « G » : $G = \rho \times S$

La détermination des sollicitations se fait pour une bande de 1m de largeur.

$G = \rho \cdot S \cdot 1m$

avec :

ρ : masse volumique du béton = 25 kN /m³

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = 25 (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,03) / 2 = 1,7125 \text{ kN/ml}$$

✓ **Surcharge d'exploitation « Q » :**

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

III.1.1.1-Les efforts internes :

a) **Effort normal dû au poids propre « G » :**

$$N_G = G \times 1ml = 1,7125 \text{ kN.}$$

b) **Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :**

$$M_Q = Q \times H \times 1ml = 1,00 \times 0,6 \times 1 = 0,60 \text{ kN.m.}$$

c) **Effort tranchant dû à la main courante « Q » :**

$$T_Q = Q \times 1ml = 1,00 \text{ kN.}$$

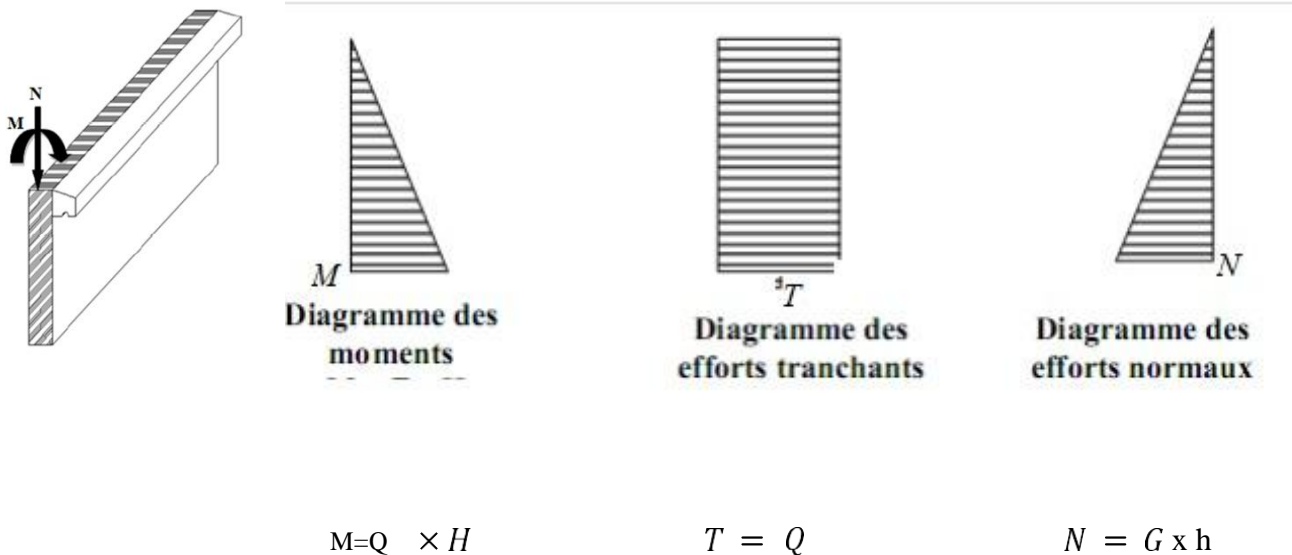


Fig.III.1.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.1.2-Combinaisons des efforts (art A.3.2.2, BAEL) :

a) **l'état limite ultime (ELU):**

✓ **Effort normal :**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN.}$$

✓ **Moment de renversement :**

$$M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m.}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$T_u = 1,5 \times T_Q$$

$$T_u = 1,5 \times 1,00 = 1,5 \text{ KN.}$$

b) l'état limite de service (ELS) :

✓ **Effort normal :**

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$N_s = 1,925 + 0 = 1,7125 \text{ KN.}$$

✓ **Moment de renversement :**

$$M_s = M_G + M_Q$$

$$M_s = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$T_s = T_Q$$

$$T_s = 1,00 \text{ KN}$$

III.1.2- Le Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissons M).

Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

Les dimensions de la section à ferrailer sont les suivantes :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad c = 3 \text{ cm} ; \quad d = 7 \text{ cm}$$

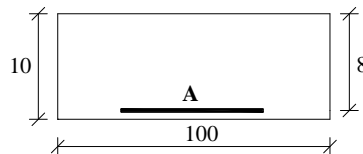


Fig.III.1.3 : Section de calcul

III.1.2.1- Calcul à l'ELU :

a) **Calcul de l'excentricité :**

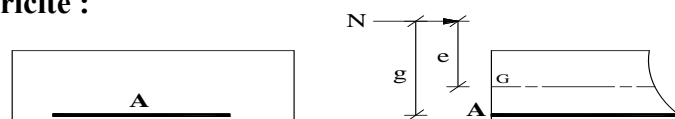


Fig.1.III.4 : calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.39\text{m} = 39\text{cm}$$

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

Donc : $e_u = 39\text{cm} > a = \frac{h}{2} - c = 2\text{cm} \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée c'est-à dire en dehors des armatures d'où la section est partiellement comprimée.

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \implies \text{avec : } g = e_u + 0.5h - c$$

Avec :

g : distance entre « p c » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$$g = 0.39 + 0.5 \times 0.10 - 0.03 = 0.41\text{m}.$$

$$M_f = 2.312 \times 0.41 = 0.948\text{kN.m}.$$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{94800}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

$$f_{bu} = 0.85 f_c 28 / \theta \quad b = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2\text{MPa}.$$

$$\mu_u = 0.013 < \mu_l = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

$$\text{D'après le tableau : } \mu_u = 0.013 \implies \beta = 0.993$$

➤ **Conclusion :**

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($asc_1 = 0$).

❖ **Armatures fictives :**

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

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa} > \beta = 0.993$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{98400}{0.993 \times 7 \times 384 \times 10^2} = 0.355$$

c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\eta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = 0.355 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st} = 0.289 \text{ cm}^2.$$

III.1.2.2) Vérifications à l'ELU:

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91) :

✓ Armatures principales :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} > A_{st \min}$

$$A_{st \min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d (e_s - 0.45d)}{f_e (e_s - 0.185d)}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6$$

$$e_s = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d (e_s - 0.45d)}{f_e (e_s - 0.185d)}$$

$$A_{st \min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 10^2 \times 100 \times 7 (35 - 0.45 \times 7)}{400 \times 10^2 (35 - 0.185 \times 7)}$$

$$A_{st \min} = 0.799 \text{ cm}^2.$$

On remarque que : $A_{st} < A_{st \min}$, la CNF n'étant non vérifiée on adoptera la section minimale.

$$\begin{cases} A_{st \min} = 0.799 \text{ cm}^2. \\ A_{st} = 0.289 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$A_{st \min} > A_s \implies A_{\text{adopté}} = \max (A_{st \min}, A_{st}) \implies A_{st \min} = 0.799 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'acier : **4HA8/ml=2.01 cm²**.

Avec un espacement de **25cm**.

✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ soit **4HA8**

Avec un espacement de **25cm**.

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art 5.1, 211) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{100 \cdot 7} = 0,0214 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL 91/ Art A.6, 3) :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature.

L'acier utilisé est le FeE 400 $\rightarrow \psi_s = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 4 \cdot 3,14 \cdot 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 70 \cdot 100,48} = 0,237 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ Longueur de scellement droit (BAEL91 A.1.2.2) :

pour les aciers HA400

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

❖ Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5,33/BAEL modifié 99) :

La fissuration est préjudiciable

Donc :

$$✓ \text{ Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} , \quad S_t < \min (3h, 33 \text{ cm}) = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

→ **Condition vérifiée**

$$✓ \text{ Armatures de répartition : } S_t = 25 \text{ cm} , \quad S_t < \min (4h, 45 \text{ cm}) = \mathbf{40 \text{ cm.}}$$

→ **Condition vérifiée**

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

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 (\psi_s)^2 f_{t28}$$

$$= 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm.}$$

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

III.1.2.3-Vérification à L'ELS :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

On ne peut pas lire directement des abaques la valeur de β_1 , on utilise l'interpolation linéaire entre les valeurs : $\beta_1 = 0.930$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.930 \times 7 \times 2.01} = 45.85 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \cdot 400 = 226,66 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{HA400}$$

$$\sigma_{st} = 45.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a: } \rho_1 = 0.287 > \beta_1 = 0.930$$

par interpolation linéaire entre les valeurs $\rho_1 = 0.283$ et $\rho_2 = 0.291$ dans le tableau, on trouve la valeur de $K_1 = 44.2$

$$\sigma_{bc} = \frac{45.85}{44.22} = 1.03 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

→ Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée

❖ Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99) :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4. A C_p W P$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone II). (Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p: facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, **C_p = 0.3** (Art 6.2.3 tab 6.1)

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 1,7125 \text{ kN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.7125 = \mathbf{0.308 \text{ kN/ml.}}$$

$F_p = 0.308 \text{ kN/ml} < \mathbf{1 \text{ kN/ml.}}$ ~~Condition~~ **Condition vérifiée**

➤ **Conclusion :**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

- ✓ **Armatures réelles : 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec un espacement de 25cm**
- ✓ **Armatures de répartition : 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec un espacement de 10 cm**

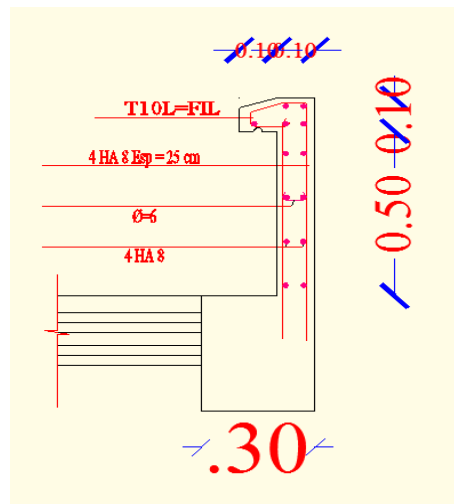
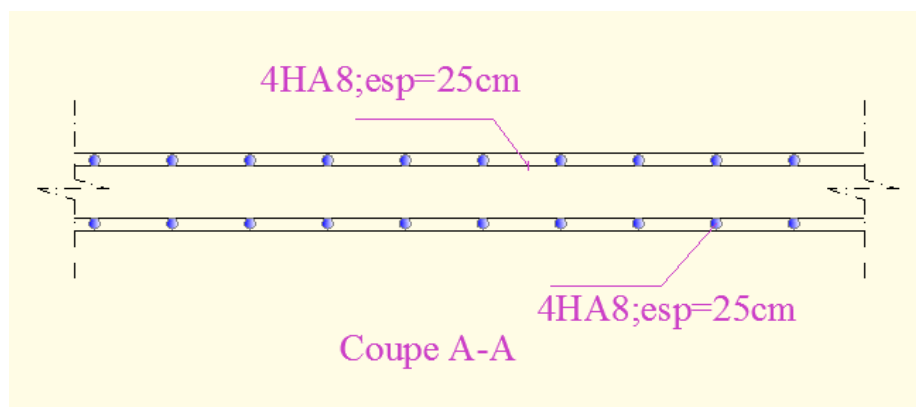


Fig.III.1.5 : Plan de ferrailage de l'acrotère :



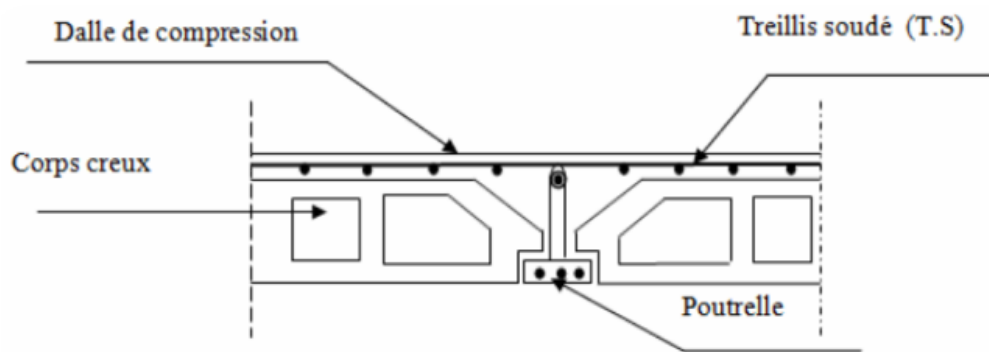
III.2-Calcul des planchers :

III.2.1-Plancher en corps creux :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés).



FigIII.2.1 : plancher à corps creux.

III.2.1.1-Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e}$$

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire.
- L : Entre axe des poutrelles ($L= 65\text{cm}$)
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisée ($f_e= 520\text{MPa}$)

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

Soit : $A_{\perp} = 6\text{Ø}6 = 1.70 \text{cm}^2$ avec un espacement $e=20\text{cm}$.

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\parallel} = 6\text{Ø}6 = 1.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e= 20\text{cm}$.

Donc : on optera pour un treillis soudé **TL520**.

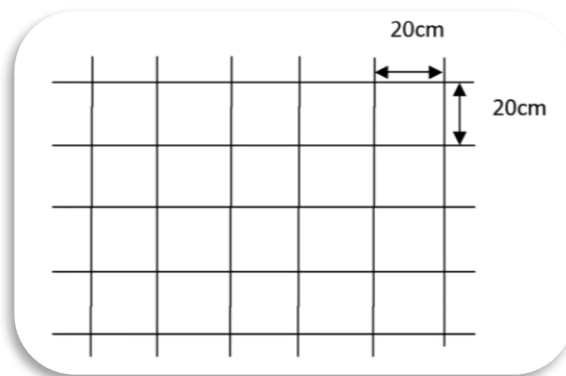


Fig.III.2.2 : Treillis soudés (20×20)

III.2.1.2-Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III.2.1.2.1 Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

✓ Charges permanentes :

- Poids propre: $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$.
- Poids totale :

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml.}$$

• Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

a) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

✓ Combinaison de charges :

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

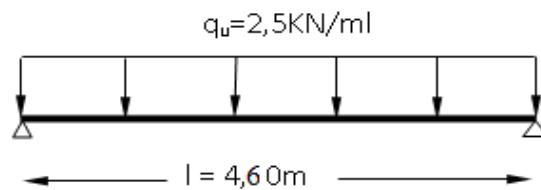


Fig.III.2.3 : chargement de la poutrelle.

✓ Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.60^2}{8} = 6.613 \text{ kN.m}$$

✓ Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.60}{2} = 5.75 \text{ kN}$$

✓ Ferrailage :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.613 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2} = 9.7 > \mu_l = 0.392. \text{ La section est doublement armée.}$$

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 0,80 à 1,20m).

III.2.1.2.2-Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastree à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

❖ Dimensions de la poutrelle (article A.4.1 BAEL 91) :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

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

Avec :

- **L** : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles (**L=65-12=53cm**).
- **L₁** : Longueur de la plus grande travée (**L₁=4.6cm**).
- **b₀** : Largeur de la nervure (**b₀=12cm**).
- **h₀** : Epaisseur de la dalle de compression (**h₀= 4cm**).

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{460}{10}, 8 \times 4 \right) = \min (26.5, 46.0, 32)$$

On prend : **b₁= 26.5cm**.

$$\text{On a : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

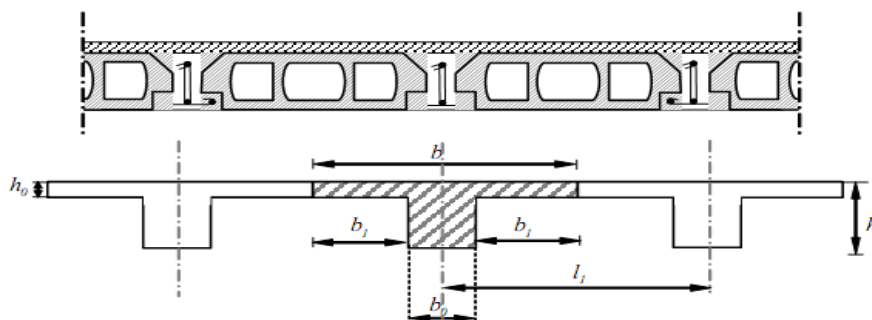


Fig.III.2.4 : dimensions de la poutrelle.

✓ **Combinaison de charge :**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable dans notre cas tout les plancher on la même charge et surcharge.

- Poids propre de plancher : 5,3KN/m².
- Charge d'exploitation de plancher : 1,5KN/m².

$$G = 6.00 \times 0,65 = 3,9 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Combinaison des charges :**a) **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.9 + 1.5 \times 0.975 = 6.73 \text{ KN/ml.}$$

a) **ELS :**

$$q_s = G + Q = 3.9 + 0.975 = 4.875 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces Méthodes usuelles :

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

✓ **Méthode forfaitaire :**a) **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

La valeur de la charge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$\left. \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3.9 = 7.8 \text{ KN/ml} \\ Q = 0.975 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \longrightarrow Q \leq \max (2G; 5 \text{ KN})$$

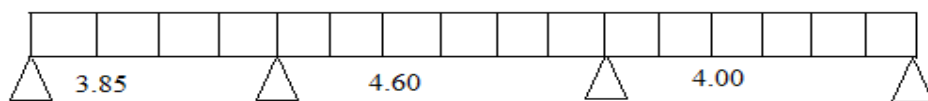
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

(Condition vérifiée).

$$I_i = I_{i+1} \dots \dots \dots$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. (condition vérifiée).
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow \frac{3,85}{4,6} = 0,83 \dots \dots \rightarrow \frac{4,6}{4,0} = 1,15 \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$



➤ Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

✓ Principe de la méthode :

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

- Calcul de coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

α : rapport des charges d'exploitations (**Q**) à la somme des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitations (**Q**).

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,9} = 0,2$$

donc : $\alpha = 0,2$ tel que $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} = 0,66$.

Les valeurs prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$M_t \geq [(1+0,3\alpha)/2]M_0 \rightarrow$ Dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq [(1,2+0,3\alpha)/2]M_0 \rightarrow$ Dans une travée de rive.

- M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.
- M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_w : valeur absolue du moment sur l'appui gauche.
- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas une poutre sur (05) appuis, on aura le diagramme suivant :

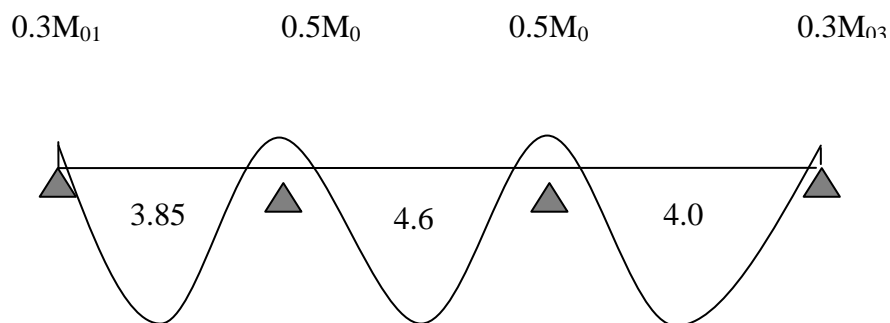


Fig.III.2.6 : Diagramme des moments d'une poutre continue

❖ Application de la méthode :

1^{er} cas :

✓ Calcul des moments fléchissants:

- Calcul des moments isostatiques M_0 à l'ELU:

$$M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,73 \frac{3,85^2}{8} = 12,47 \text{ KNm.}$$

$$M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,73 \frac{4,6^2}{8} = 17,80 \text{ KNm.}$$

$$M_{03} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,73 \frac{4,0^2}{8} = 13,46 \text{ KNm.}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$\text{Appuis 1 : } M_{a1} = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 12,47 = 3,741 \text{ KNm}$$

$$\text{Appuis 2 : } M_{a2} = 0,5 M_{02} = 0,5 \times 17,80 = 8,900 \text{ KNm}$$

$$\text{Appuis 3 : } M_{a3} = 0,5 M_{02} = 0,5 \times 17,80 = 8,900 \text{ KNm}$$

$$\text{Appuis 4 : } M_{a4} = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 13,46 = 4,040 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments en travée:

$$\text{On a: } 1 + 0,3 \alpha = 1 + (0,3 \times 0,2) = 1,06$$

$$1,2 + 0,3 \alpha = 1,2 + (0,3 \times 0,2) = 1,26$$

- travée de rive:

Travée 1-2 :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,26}{2} M_{01} = 0,63 M_{01} \rightarrow M_t \geq 7,856$$

$$M_t + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max [1,06 M_{01}; 1,05 M_{01}] \rightarrow M_t + 6,320 \geq 13,220 \rightarrow M_t \geq 6,9$$

$$M_t \geq 7,856 \text{ on prend : } M_t = 8 \text{ KNm}$$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1,26}{2} M_{03} = 0,63 M_{03} \rightarrow M_t \geq 8.4798$$

$$M_t + \frac{M_{a3} + M_{a4}}{2} \geq \max [1,06 M_{03}; 1,05 M_{03}] \rightarrow M_t + 6.47 \geq 14.27 \rightarrow M_t \geq 7.8$$

$M_t \geq 8.479$ on prend : **$M_t = 8.5 \text{ KNm}$**

- **travée intermédiaire:**

Travée 2-3 :

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1,06}{2} M_{02} = 0,53 M_{02} \rightarrow M_t \geq 9.434$$

$$M_t + \frac{M_{a2} + M_{a3}}{2} \geq \max [1,06 M_{02}; 1,05 M_{02}] \rightarrow M_t + 8.900 \geq 18.87 \rightarrow M_t \geq 9.97$$

$M_t \geq 9.97$ on prend : **$M_t = 10 \text{ KNm}$**

✓ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u l}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u l$$

Avec T_w, T_e : respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Travée 01 :

$$T_w = \frac{3.741 - 8.9}{3.85} + \frac{6,73 \times 3,85}{2} = 11.62 \text{ KN} \rightarrow T_w = \mathbf{11.62 \text{ KN}}$$

$$T_e = 11.62 - (6,73 \times 3,85) = -14.29 \text{ KN} \rightarrow T_e = \mathbf{-14.29 \text{ KN}}$$

Travée 02 :

$$T_w = \frac{8.9 - 8.9}{4.6} + \frac{6,73 \times 4,6}{2} = 15.48 \text{ KN} \rightarrow T_w = \mathbf{15.48 \text{ KN}}$$

$$T_e = 15.48 - (6,73 \times 4,6) = -15.48 \text{ KN} \rightarrow T_e = \mathbf{-15.48 \text{ KN}}$$

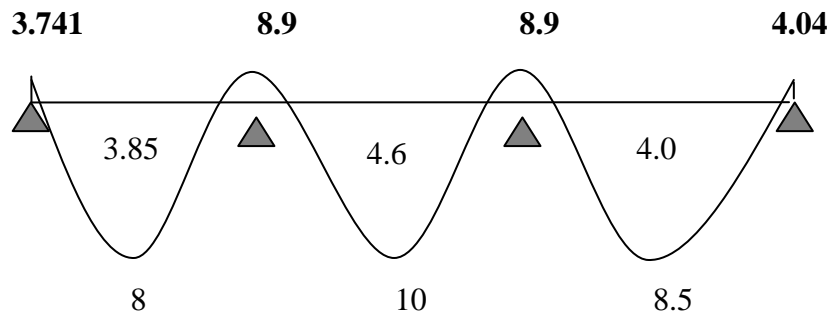
Travée 03 :

$$T_w = \frac{8.9 - 4.04}{4} + \frac{6,73 \times 4}{2} = 14.675 \text{ KN} \rightarrow T_w = \mathbf{14.675 \text{ KN}}$$

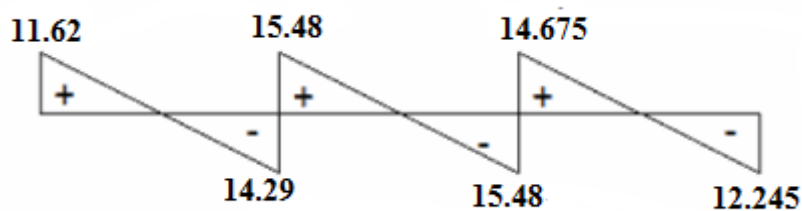
$$T_e = 14.675 - (6,73 \times 4) = -12.245 \text{ KN} \rightarrow T_e = \mathbf{-12.245 \text{ KN}}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

✓ diagramme des moments :



✓ diagramme des efforts tranchants



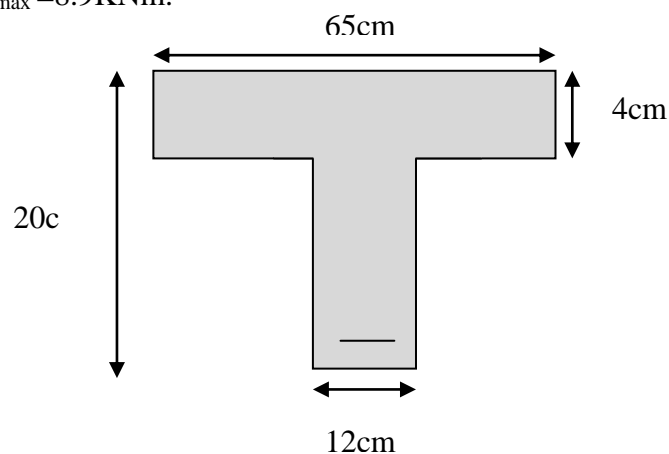
III.2.1.3- Ferrailage de la poutrelle :

✓ calcul des armatures :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

-En travée : $M_{\max}^t = 10 \text{ kNm}$.

-Sur appui : $M_{\max}^a = 8.9 \text{ kNm}$.



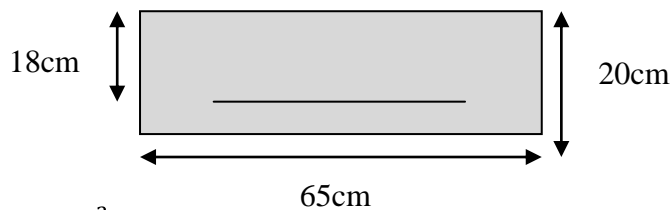
a) Armatures en travée :

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

$$M_t = b h_0 \frac{d - h_0}{2} f_{bc}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times \frac{0,18 - 0,04}{2} \times 14,20 \times 10^3 = 59,072 \text{ KNm}$$

$M_t = 59,072 \text{ KNm} > M_{\max}^t = 10 \text{ KNm} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.



$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,20} = 0,044$$

$$\mu_u = 0,044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (Section Simplement Armée).}$$

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \mu = 0,978 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 34,8} = 1,632 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,632 \text{ cm}^2$$

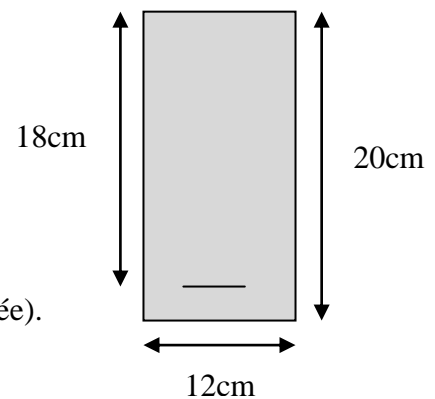
$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire $(b_0 \times h)$.

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8,9 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0,161$$

$$\mu_u = 0,161 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (Section Simplement Armée).}$$



$\mu_u=0,161 \longrightarrow \beta=0,911$ (donnée par le tableau).

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,9 \times 10^2}{0,911 \times 18 \times 34,8} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

c) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_l \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 12 \right) = 0,571 \text{ cm} \longrightarrow \text{les armatures transversales seront réaliser par un trier de } \Phi_t = 8 \text{ mm } A_t = 2 \Phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

d) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

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

✓ Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2) :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant (Art 51.211/BAEL91 modifié 99) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5\text{MPa} \right) \text{ Pour les fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$T_{\max} = 15.48\text{KN.}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15.48 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.716\text{MPa.}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art.5.3.313/BAEL91modifie99)

On doit vérifier que :

$$V_{u\max} = \frac{0.4ab_0f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a=0.9d=0.9 \times 18=16.2\text{cm.}$$

$$V_{u\max} = \frac{0.4 \times 16.2 \times 12 \times 2.5}{1.5} = 129.6\text{KN.}$$

- Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 11.628 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire:

$$V_{u\max} = 15.48\text{KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures inférieures : (Art5.4.321/BAEL91)

$$A \geq \frac{V_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{\gamma_s}{f_e} V_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}$$

- Appuis de rive : $V_{u\max} = 11.62\text{KN}$, $M_{\max} = -3.741\text{KNm}$

$$A \geq \frac{1,15}{400} 11,62 \times 10^3 - \frac{3,741 \times 10^6}{162} = -0,43 \text{ cm}^2 < 0 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaire :** $V_{\text{umax}} = 15,48 \text{ kN}$, $M_{\text{max}} = -8,9 \text{ kNm}$

$$A \geq \frac{1,15}{400} 15,48 \times 10^3 - \frac{8,9 \times 10^6}{162} = -1,13 \text{ cm}^2 < 0 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.1, BAEL99) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa.}}$$

Avec : $\psi = 1,5$.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{max}}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{15,48 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times 3,14 \times 10} = \mathbf{1,52 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_{se} = 1,52 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.21 BAEL91 modifié 99) :**

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

$\psi = 1,5$ pour les HA400

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{42,3 \text{ cm.}}$$

On prend : $L_s = \mathbf{43 \text{ cm}}$

✓ **Remarque :**

La longueur d'ancrage L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal, donc on substitue à L_s la longueur d'ancrage.

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 43 = 16,92 \text{ cm.}$$

Soit : $L_a = \mathbf{17 \text{ cm.}}$

❖ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \text{avec : } a &= 0,9d & \sigma_{bcmax} &= \frac{V_{omax}}{b_0 a} \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bcmax} &= \frac{15,48 \times 10^3}{120 \times 162} = 0,796 \text{ MPa} & \left. \begin{array}{l} \sigma_{bcmax} < \sigma_{bc} \\ \sigma_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa} \end{array} \right\} & \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

✓ **Vérification a l'ELS**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G + Q = 4.875 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 6.73 \text{ KN/m}$$

$$q_s/q_u = 4.875/6.73 = 0.724$$

• **Moments fléchissants :**

$$1. \text{ Sur appuis : } M_{ser} = 8.9 \times 0.724 = 6.444 \text{ KN.m}$$

$$2. \text{ En travées : } M_{ser} = 10 \times 0.724 = 7.24 \text{ KN.m}$$

8-1- Vérification de la résistance à la compression de béton:

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi_{12} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.39}{12.18} = 1.57 \rightarrow \beta_1 = 0.836 \rightarrow \alpha_1 = 0.492$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.492}{15(1 - 0.492)} = 0.065$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.24 \cdot 10^{-3}}{0.836 \cdot 0.18 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4}} = 141.93 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,065.141,93 = 9,23 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis : $A_s = 2\phi_{12} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.2,26}{12.18} = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,426}{15(1-0,426)} = 0,0495$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{6,444.10^{-3}}{0,891.0,18.2,26.10^{-4}} = 177,786 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0495 \times 177,786 = 8,8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions (Fissuration peu préjudiciable) ;

➤ **En travée :**

$$\sigma_s = 141,93 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à la flèche :**

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

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

$L = 460 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{460} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots (1) \dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots (2).$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ (MPa).....(3).
- $L < 8,00\text{m}$(4).

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92\text{cm}.$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,88\text{MPa}$$

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

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

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

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 8} = 0,0353125$$

$$Y_1 = \frac{6 \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 4 \cdot (h_0 - b_0) \cdot \frac{h_0 - b_0}{2} + h_0 \cdot n \cdot A_{st} \cdot d}{6 \cdot h_0 + 4 \cdot (h_0 - b_0) + n \cdot A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{6 \cdot 5 \cdot 4 \cdot \frac{4}{2} + 4 \cdot (20 - 4) \cdot \frac{20 - 4}{2} + 4 \cdot 15 \cdot 3,39 \cdot 18}{6 \cdot 5 + 4 \cdot (20 - 4) + 15 \cdot 3,39}$$

$$Y_1 = 7,436\text{cm}$$

$$Y_1 = h - y_1 = 12,564\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \left[y_1^3 + y_2^3 - h_0 \cdot (b_0 - b_0) \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \left[4,436^3 + 12,564^3 - 4 \cdot (5 - 12) \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2,53 \cdot (2,564 - 2)^2 \right]$$

$$I_0 = 21768,4 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \cdot 12}{65}\right) 0,0353125}$$

$$= 0,4657$$

$$\nu = \max \left[1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0353125 \cdot 141,93 + 2,1}; 0 \right] = 0,834$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 21768,4}{1 + 0,834 \cdot 1,5115} \quad I_{fv} = 17246,64$$

$$f = \frac{M_t^s \cdot x L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,24 \cdot 10^3 \cdot 460^2}{10 \cdot 10818,88 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \cdot 17246,64}$$

$$f = 0,821 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \text{ cm} \rightarrow \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul d'espacements:**

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition: $St = \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}.$

Nous prendrons $St=15 \text{ cm}.$

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$At \cdot f_e / b_0 \cdot St \geq 0,5 \text{ Mpa.}$$

$$0,57 \cdot 100 \cdot 400 / 80 \cdot 150 = 1,9 \text{ Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque:

Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à $St / 2 = 7,5 \text{ cm}$

❖ Application de la méthode :

2^{ème} cas :

✓ Calcul des moments fléchissants:

- Calcul des moments isostatiques M_0 à l'ELU:

$$M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,73 \frac{3,85^2}{8} = 12,47 \text{ KNm.}$$

$$M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,73 \frac{4,6^2}{8} = 17,80 \text{ KNm.}$$

- Calcul des moments sur appuis :

Appuis 1 : $M_{a1} = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 12,47 = 3,741 \text{ KNm}$

Appuis 2 : $M_{a2} = 0,5 M_{02} = 0,5 \times 17,80 = 8,900 \text{ KNm}$

Appuis 3 : $M_{a3} = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 17,80 = 5,340 \text{ KNm}$

- Calcul des moments en travée:

On a: $1 + 0,3 \alpha = 1 + (0,3 \times 0,2) = 1,06$

$1,2 + 0,3 \alpha = 1,2 + (0,3 \times 0,2) = 1,26$

*travée de rive:

Travée 1-2 :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,26}{2} M_{01} = 0,63 M_{01} \rightarrow M_t \geq 7,856$$

$$M_t + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max [1,06 M_{01}; 1,05 M_{01}] \rightarrow M_t + 6,320 \geq 13,220 \rightarrow M_t \geq 6,9$$

$M_t \geq 7,856$ on prend : $M_t = 8 \text{ KNm}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_{02} = \frac{1,26}{2} M_{02} = 0,63 M_{02} \rightarrow M_t \geq 11,214$$

$$M_t + \frac{M_{a2} + M_{a3}}{2} \geq \max [1,06 M_{02}; 1,05 M_{02}] \rightarrow M_t + 7,12 \geq 18,87 \rightarrow M_t \geq 11,75$$

$M_t \geq 11.75$ on prend : $M_t = 11.8 \text{ KNm}$

• Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u l}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u l$$

Avec T_w, T_e : respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée01 :

$$T_w = \frac{3.741 - 8.9}{3.85} + \frac{6.73 \times 3.85}{2} = 11.62 \text{ KN} \rightarrow T_w = 11.62 \text{ KN}$$

$$T_e = 11.62 - (6.73 \times 3.85) = -14.29 \text{ KN} \rightarrow T_e = -14.29 \text{ KN}$$

Travée 02 :

$$T_w = \frac{8.9 - 5.34}{4.6} + \frac{6.73 \times 4.6}{2} = 16.25 \text{ KN} \rightarrow T_w = 16.25 \text{ KN}$$

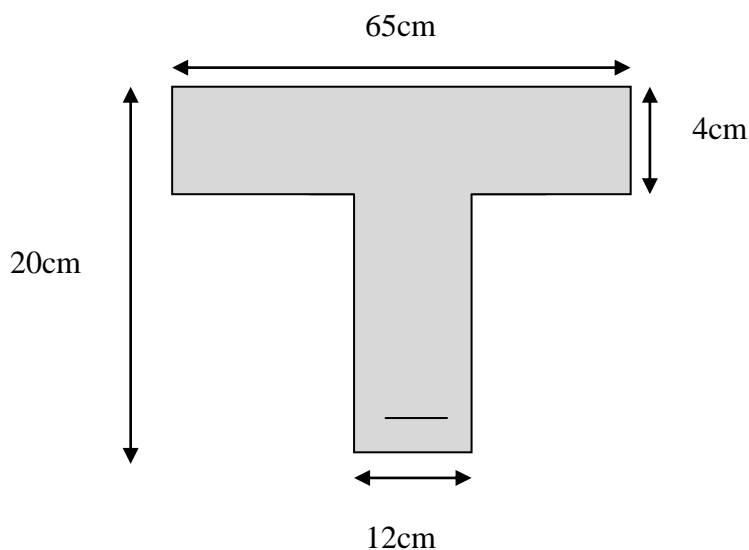
$$T_e = 16.25 - (6.73 \times 4.6) = -14.71 \text{ KN} \rightarrow T_e = -14.71 \text{ KN}$$

➤ calcul des armatures :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

-En travée : $M_{\max}^t = 11.8 \text{ KNm}$.

-Sur appui : $M_{\max}^a = 8.9 \text{ KNm}$.



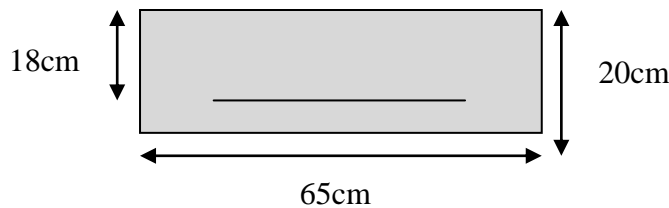
a) Armatures en travée :

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

$$M_t = b h_0 \frac{d - h_0}{2} f_{bc}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times \frac{0,18 - 0,04}{2} \times 14,20 \times 10^3 = 59,072 \text{ KNm}$$

$M_t = 59,072 \text{ KNm} > M_{\max}^t = 11,8 \text{ KNm} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression
d'où la section se calcule comme une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.



$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,8 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,20} = 0,039$$

$\mu_u = 0,039 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ S.S.A (Section Simplement Armée).
 $\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,980$ (donnée par le tableau).

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,8 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 34,8} = 1,922 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,922 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$

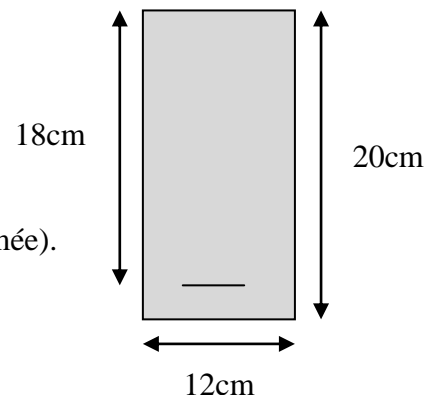
b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire
($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8,9 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0,161$$

$\mu_u = 0,161 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ S.S.A (Section Simplement Armée).

$\mu_u = 0,161 \rightarrow \beta = 0,911$ (donnée par le tableau).



$$A_{st} = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.9 \times 10^2}{0.911 \times 18 \times 34.8} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1.56 \text{ cm}^2$$

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

c) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right) = 0.571 \text{ cm} \longrightarrow \text{les armatures transversales seront réaliser par un}$$

$$\text{trier de } \Phi_t = 8 \text{ mm } A_t = 2 \Phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

d) Espacement des armatures transversales :

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

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

1) Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2) :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ En travée :

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

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ appuis :

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

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant (Art 51.211/BAEL91 modifié 99) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) \text{ Pour les fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d}$$

$$T_{max} = 16.25\text{KN.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{16.25 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.75\text{MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art.5.3.313/BAEL91modifié99)

On doit vérifier que :

$$V_{u\max} = \frac{0.4ab_0f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a=0.9d=0.9 \times 18=16.2\text{cm.}$$

$$V_{u\max} = \frac{0.4 \times 16.2 \times 12 \times 2.5}{1.5} = 129.6\text{KN.}$$

• Appuis de rive :

$$V_{u\max} = -14.71\text{ KN} < 129.6\text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaire:

$$V_{u\max} = 16.25\text{KN} < 129.6\text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures inférieures : (Art5.4.321/BAEL91)

$$A \geq \frac{V_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{\gamma_s}{f_e} V_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}$$

• Appuis de rive : $V_{u\max} = 14.71\text{KN}$, $M_{\max} = -5.34\text{KNm}$

$$A \geq \frac{1.15}{400} 14.71 \times 10^3 - \frac{5.34 \times 10^6}{162} = -0.52\text{cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaire :** $V_{\text{umax}}=16.25\text{KN}$, $M_{\text{max}}= - 11.8\text{KNm}$

$$A \geq \frac{1,15}{400} 16.25 \times 10^3 - \frac{11.8 \times 10^6}{162} = -2.09\text{cm}^2 < 0 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.1, BAEL99) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{se}} \leq \tau_{\text{se}} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15\text{MPa.}}$$

Avec : $\psi=1.5$.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\tau_{\text{se}} = \frac{T_{\text{max}}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{16.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 3.14 \times 10} = \mathbf{1.6\text{MPa.}}$$

$$\tau_{\text{se}} = 1.6\text{MPa} < \tau_{\text{se}} = 3.15\text{MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.21 BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835\text{MPa.}}$$

$\psi=1.5$ pour les HA400

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.3\text{cm.}}$$

On prend : $L_s = \mathbf{43\text{cm}}$

✓ **Remarque :**

La longueur d'ancrage L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal, donc on substitue à L_s la longueur d'ancrage.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 43 = 16.92\text{cm.}$$

Soit : $L_a = \mathbf{17\text{cm.}}$

❖ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc\text{max}} = \frac{V_{\text{omax}}}{b_0 a} \leq \sigma_{bc}$$

avec : $a = 0,9d$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{16.25 \times 10^3}{120 \times 162} = 0,836 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bcmax} < \sigma_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification a l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G + Q = 4.875 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 6.73 \text{ KN/m}$$

$$q_s/q_u = 4.875/6.73 = 0.724$$

- **Moments fléchissants :**

$$3. \text{ Sur appuis : } M_{ser} = 8.9 \times 0.724 = 6.444 \text{ KN.m}$$

$$4. \text{ En travées : } M_{ser} = 11.8 \times 0.724 = 8.543 \text{ KN/m}$$

8-1- Vérification de la résistance à la compression de béton:

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi_{12} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.39}{12.18} = 1.57 \rightarrow \beta_1 = 0,836 \rightarrow \alpha_1 = 0,492$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,492}{15(1 - 0,492)} = 0,065$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8,543 \cdot 10^{-3}}{0,836 \cdot 0,18 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4}} = 167.47 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,065.167,47 = 10,89 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

.

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis : $A_s = 2\phi_{12} = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.2,26}{12.18} = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,426}{15(1-0,426)} = 0,0495$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{6,444.10^{-3}}{0,891.0,18.2,26.10^{-4}} = 177,786 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0495 \times 177,786 = 8,8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions (Fissuration peu préjudiciable) ;

En travée :

$$\sigma_s = 141,93 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à la flèche :**

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

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

$L = 460 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2).$$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ (MPa).....(3).

- $L < 8,00\text{m}$(4).

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92\text{cm}.$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,88\text{MPa}$$

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

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15)

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 8} = 0,01088$$

$$Y_1 = \frac{b \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + (b - h_0) \cdot \frac{b}{2} + h_0 \cdot n \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h_0 + (b - h_0) + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{65 \times 4 \cdot \frac{4}{2} + (65 - 4) \cdot \frac{65}{2} + 4 \cdot 15 \times 3,39 \times 18}{65 \times 4 + (65 - 4) + 15 \times 3,39}$$

$$Y_1 = 7,436\text{cm}$$

$$Y_1 = h - y_1 = 12,564\text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \left[4,436^3 + 12,564^3 - 4 \cdot (65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,53 \cdot (2,564 - 2)^3 \right]$$

$$I_0 = 21768,4 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \cdot 12}{65}\right) 0,0353125}$$

$$= 0,4657$$

$$\nu = \max \left[1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0353125 \cdot 141,93 + 2,1}; 0 \right] = 0,834$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 21768,4}{1 + 0,834 \cdot 1,5115} \quad I_{fv} = 9729,15$$

$$f = \frac{M_t^s \cdot x L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{8,543 \cdot 10^3 \cdot 60^2}{10 \cdot 10818,88 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \cdot 17246,64}$$

$$f = 0,891 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \text{ cm} \rightarrow \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Calcul d'espacements:**

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition: $St = \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}.$

Nous prendrons $St = 15 \text{ cm}.$

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$At \cdot f_e / b_0 \cdot St \geq 0,5 \text{ Mpa.}$$

$$0,57 \cdot 100 \cdot 400 / 80 \cdot 150 = 1,9 \text{ Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque:

Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à $St / 2 = 7,5 \text{ cm}$

III.3- Calcul de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux semi encastrés à des extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

III.3.1- Pré dimensionnement :

➤ Détermination de la hauteur :

Condition du BAEL : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Condition du RPA : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm.

L : longueur libre dans le sens considérée.

L= 340-30= 310cm.

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \implies \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \implies 20.67 \leq h_t \leq 31.$$

✓ On opte pour h=30cm.

➤ Détermination de la largeur :

Elle est donnée par la condition suivante : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 12\text{cm} \leq h_t \leq 21\text{cm}$.

Selon le RPA99 modifié en 2003, la longueur adoptée doit satisfaire les conditions :

$$b \geq 20\text{cm}, \quad h_t \leq \frac{h_t}{b} \implies \text{les conditions sont vérifiées.}$$

Donc on opte pour b=25cm.

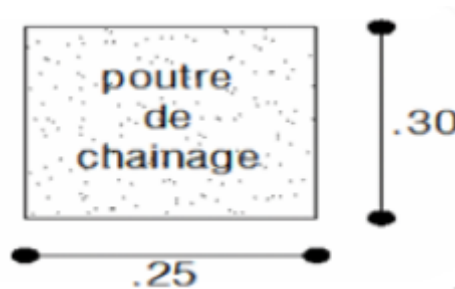


Fig.III.3.1.Les dimensions de la poutre de chaînage.

➤ Détermination des charges revenant à la poutre de chaînage :

a) Charge permanentes :

- Poids propre de la poutre :0,25x0,30 x 25=1.875KN /ml.

- Poids propre du mur (double cloison)..... $(3.06-0.3) \times 2.36=6.51\text{KN/ml}$.
- Poids du plancher..... $(0.65/2) \times 5.92=1.924\text{KN/ml}$.

$G_t=9.96\text{KN/ml}$.

b) Charge d'exploitation :..... $3.5 \times 0.65/2= 1.14\text{KN/ml}$.

➤ **Combinaisons de charges :**

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

$$q_u = 1.35 \times 10.31 + 1.5 \times 1.14 = 15.63\text{KN/ml}.$$

b) A l'ELS : $q_s = G+Q$

$$q_s = 10.31 + 1.14 = 11.45\text{KN/ml}.$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

a) A l'ELU :

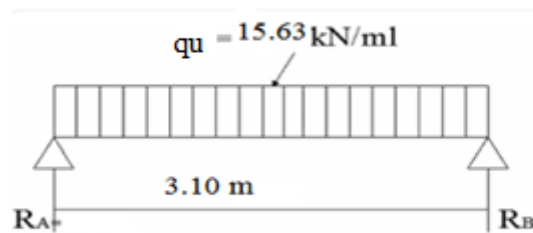


Fig.III.3.2.Schéma statique de calcul à l'ELU

- Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{qul}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{15.63 \times 3.1}{2} = 24.23\text{KN}$$

- Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_u(0) = 24.23\text{KN}. \\ T_u(2.90) = -24.23\text{KN}. \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{15.63 \times 3.1^2}{8} = 18.78 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- ✓ Moment entravée : $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 18.78 = 15.96 \text{ kN.m}$.
- ✓ Moment aux appuis : $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 18.78 = -5.63 \text{ kN.m}$.

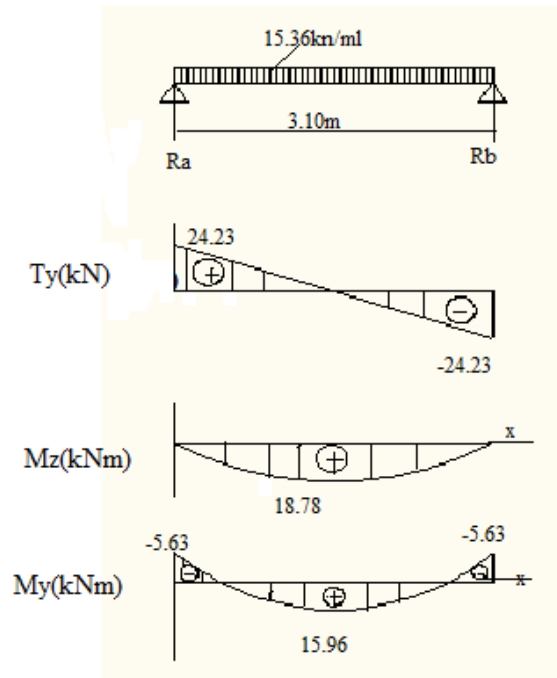


Fig.III.3.3 Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

b) A l'ELS :

- Réaction d'appuis :

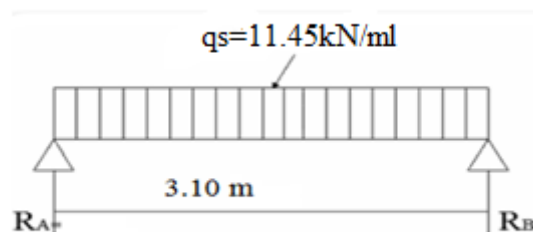


Fig.III.3.3. Schéma statique de calcul à l'ELS

$$R_B = R_A = \frac{q_{ul}}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{11.45 \times 3.1}{2} = 17.75 \text{ KN}$$

1) Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_s(0) = 17.75 \text{ KN.} \\ T_s(2.90) = -17.75 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{11.45 \times 3.1^2}{8} = 13.75 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- ✓ Moment entravée : $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 13.75 = 11.69 \text{ KN.m.}$
- ✓ Moment aux appuis : $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 13.75 = -4.13 \text{ KN.m.}$

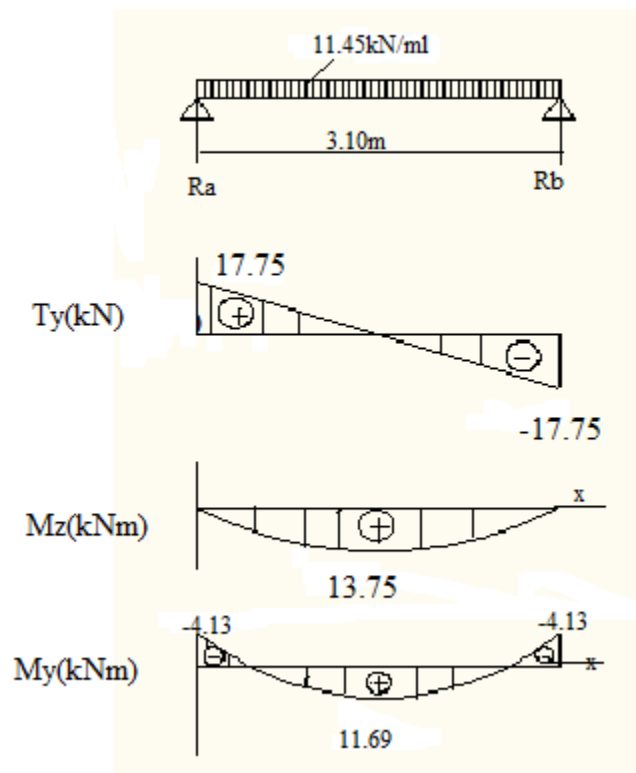


Fig.III.3.4.Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.3.2-Ferraillage: à L'ELU

➤ Calcul des armatures longitudinales :

✓ En travées :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{15.96 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.062 \leq 0.392 \implies \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.062 \implies \beta = 0.963 \implies \alpha = 0.0301.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{trav} = \frac{15.96 \times 10^3}{0.963 \times 27 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2.$$

On prend: 3HA12 = 3.39 cm².

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5.63 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.022 \leq 0.392 \implies \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.022 \implies \beta = 0.989 \implies \alpha = 0.0279.$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{tapp} = \frac{5.63 \times 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA12 = 3.39 cm².

➤ Calcul des armatures transversales :

❖ Diamètre (BAEL91/Art A.7.2.2) :

b, h_t : Les dimensions de la poutre.

$$A.N : \Phi_t \leq \left\{ \frac{300}{35} \cdot \frac{200}{10}, 12 \right\}$$

$$\Phi_t \leq 8.57 \text{ mm.}$$

On opte pour le choix de barres en HA8.

Soit : $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$, disposé en (1cadre + 1etrier).

❖ Espacement :

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

❖ Selon BAEL 91:

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

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = (24.3, 40\text{cm}).$$

$$\text{D'où : } S_t \leq 24.3\text{cm.}$$

Ainsi que, le RPA 99 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$S_t \leq \frac{h}{4} \left\{ 12\Phi \cdot 30\text{cm} \right\}$$

❖ Selon RPA 99 : la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

a) Zone nodale :

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2h$.

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} \cdot 12 \times 1.2 \cdot 30\text{cm.} \right\}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 7.5 \text{ cm.}$$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 30 \times 2 = 60\text{cm}$.

-On adopte un espacement en zone nodale (aux appuis) de $\Rightarrow S_t = 7\text{cm}$.

❖ Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales : (Art 7.5.2.2)

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 3.39\text{cm}^2. \\ A_t = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.53\text{cm}^2. \\ 3.39\text{cm}^2 \geq 0.53\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm.}$$

-On adopte un espacement en zone courante (aux travées) de $\Rightarrow S_t = 15\text{cm.}$

❖ Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :(Art 7.5.2.2)

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 1.34\text{cm}^2. \\ A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.13\text{cm}^2. \\ 1.34\text{cm}^2 \geq 1.13\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.2.1-Vérifications à l'ELU :**❖ La condition de non fragilité :**

$$A_l \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$AN : A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times 5.25 \times 10^{-3} = 0.82\text{cm}^2.$$

❖ En travée : $A_{\text{trav}} = 3.39 \geq 0.82\text{cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

❖ Aux appuis : $A_{\text{app}} = 3.39 \geq 0.82\text{cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{On doit satisfaire la condition : } \tau_u < \bar{\tau}_u = \left\{ \min \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5\text{Mpa} \right\}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation courante).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{24.23 \times 10^3}{25 \times 27 \times 10^2} = 0.35 \Rightarrow \tau_u = 0.35 < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91 Art 6.1.3) :

Il faut vérifier que :

Haut adhérence $\implies \psi_s = 1.5$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.3 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum \mu_i} = \frac{24.23 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 75.3} = 1.32 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

❖ Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,4 ,321) :

$$T_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{AN : } T_u = 24.23 \text{ KN.}$$

$$24.23 \leq 0.4 \times 0.9 \times 27 \times 25 \times \frac{2.5}{1.5} = 405 \text{ KN.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A. 5. 4.321) :

$$\text{On doit vérifier : } A_{app} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9xd} \right)$$

$$\text{A.N : } A_{app} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_{app} \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(24.23 \times 10^3 + \frac{-5.63 \times 10^5}{0.9 \times 27} \right)$$

$$A_{app} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 0.031 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement en constatant que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

III.3.2.2-Vérification à L'ELS :

❖ Etat limite de compression du béton (BAEL 99/Art A.4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_{st}} \end{cases}$$

β_1, K_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui égale a :

$$\rho = \frac{100 x A_{st}}{b x d}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 3.39}{25 x 27} = 0.502 \implies \begin{cases} K_1 = 31.73 \\ \beta_1 = 0.853 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.13 x 10^6}{0.853 x 3.39 x 10^2 x 270} = 52.9 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s = 52.9 \leq \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \implies$ Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{52.9}{31.73} = 1.67 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} = 1.67 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \implies$ Condition vérifiée.

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 3.39}{25 x 27} = 0.502 \implies \begin{cases} K_1 = 31.73 \\ \beta_1 = 0.853 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{11.69 x 10^6}{0.853 x 3.39 x 10^2 x 270} = 149.73 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s = 149.73 \leq \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \implies$ Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{149.73}{31.73} = 4.72 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} = 4.72 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \implies$ Condition vérifiée.

❖ **Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

A_s : section adoptée en travée.

f_e : limite élastique des aciers (400Mpa).

M_t = moment max en travée à l'ELS.

M_0 = moment max isostatique ($ql^2/8$).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{30}{310} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{30}{290} = 0.097 \geq \frac{11.69}{10 \times 13.75} = 0.085 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{trav}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{3.39}{27 \times 25} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

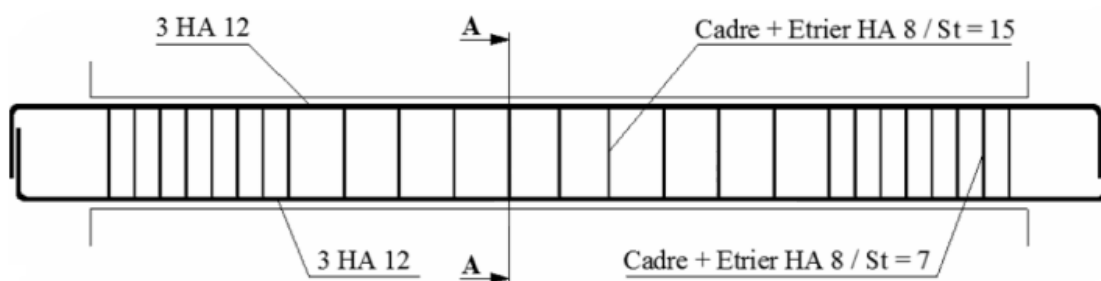
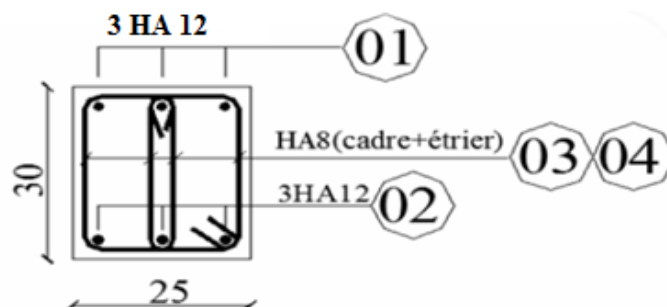


Fig.III.3.5.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.



Coupe A-A

III.4- Calcul des escaliers :

Calcul de l'escalier de l'étage courant :

III.4.1-terminologie et définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

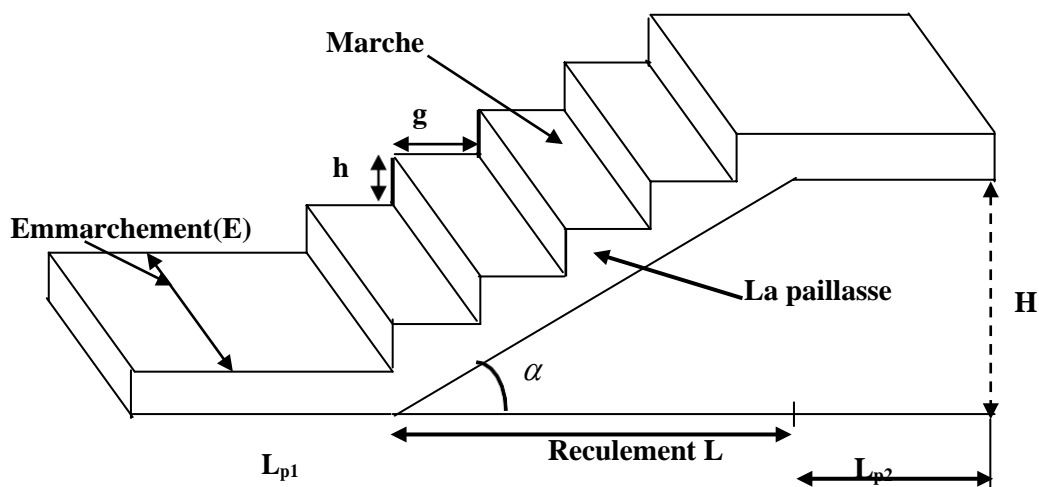


Fig.III.4.1 : Terminologie de l'escalier

Avec:

g : giron (largeur des marches).

h : Hauteur des marches.

E : Emmarchement.

H : hauteur de la volée.

E_p : Épaisseur de la paillasse et du palier.

L_1 : longueur du palier de départ.

L_2 : longueur projetée de la volée.

L_3 : longueur du palier d'arrivée.

III.4.2-Pré dimensionnement :

La hauteur et le giron des marches et contre marches pour un bâtiment à usage d'habitation on prend :

h : Hauteur de la contremarche: $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Giron de la marche : $26\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de BLONDEL :

$$56\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

n : nombre de contre marche.

$m = n - 1$: nombre de marche pour une volée.

$3.06/2 = 1.53\text{m} \rightarrow$ soit deux volées de 1.53 m de hauteur.

- Nombre de contre marche:

Soit : $h = 17\text{cm}$

$$n = 153/17 = 9 \quad \text{soit } n = 9 \text{ contremarche.}$$

- Nombre de marche:

Soit : $n = 9$

$$m = (n - 1) = 9 - 1 = 8 \Rightarrow m = 8 \text{ marche.}$$

Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (2.40 m) et des formules ci-dessus

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{9 - 1} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

$$2h + g = 17 \times 2 + 30 = 64\text{cm}$$

$$\diamond 56\text{cm} \leq 2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

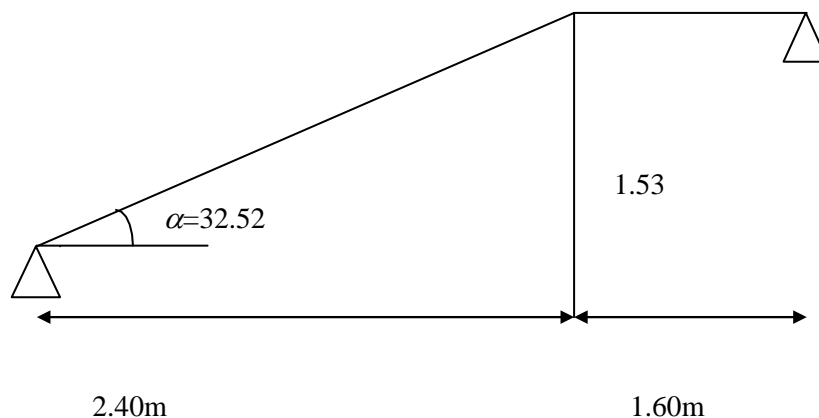


Fig.III.4.2 : Schéma statique de l'escalier

III.4.2.1-Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une simplement appuyée sur ces deux côtés.

✓ **Epaisseur de la paillasse h_e :**

he doit vérifier la condition suivante :

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

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

L' : La portée de la paillasse

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

Nous avons: $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$
 $\Rightarrow \cos \alpha = 0,843$

Donc : La portée $L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,7 \text{ cm}$

$$\frac{(284,7 + 160)}{30} \leq h_e \leq \frac{(284,7 + 160)}{20} \Rightarrow 14,82 \leq h_e \leq 22,23$$

Soit : $h_e (\text{paillasse}) = 15 \text{ cm}$.

N.B : On prend la même épaisseur pour le palier

$h_e (\text{palier}) = 15 \text{ cm}$.

III.3.2.2-Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale, en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

➤ **charges permanentes:**

a) **paillasse:**

Tableau. III.4.1 : Charge permanentes de la paillasse.

Eléments	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
P_p de paillasse	15	$25 \times 0,15 / \cos 32,52 = 4,44$
P_p des marches	17	$25 \times 0,17 / \cos 32,52 = 2,125$
Revêtements en carrelages	2	$2 \times (20 \times 0,02) = 0,80$
Mortier de pose	2	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable	2	$18 \times 0,02 = 0,36$
Enduit du ciment	1.5	$18 \times 0,015 = 0,27$
P_p de garde-corps		0.2

$$\begin{aligned} \Rightarrow G_{\text{pail}(\text{tot})} &= 8.635 \text{ KN/m}^2 & \Rightarrow G_{\text{pail}(\text{tot})} &= 8.635 \times 1 \text{ m} = 8.635 \text{ KN/ml.} \\ & & G_{\text{pail}(\text{tot})} &= 8.635 \text{ KN/ml.} \end{aligned}$$

b) Palier:

$$G_{\text{palier}} = G_{\text{paill}} + G_{(\text{revêtement})}$$

$$G_{\text{paill}} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{(\text{revêtement})} = (0.40 + 0.44 + 0.36 + 0.27) \times 1 \text{ m} = 1.47 \text{ KN/ml.}$$

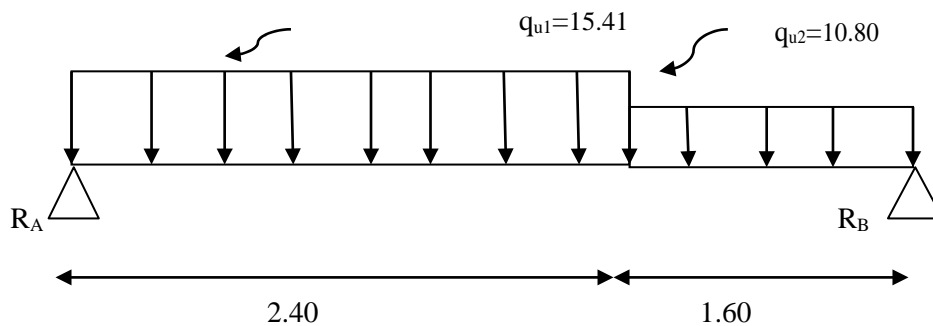
$$\Rightarrow G_{\text{palier}} = 3.75 + 1.47 \quad \Rightarrow G_{\text{palier}} = 5.22 \text{ KN/ml.}$$

➤ Surcharge d'exploitation:

La surcharge d'exploitation d'un escalier est définie à partir de la description du D.T.R la même pour le palier et la paillasse : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

✓ Combinaison des charges:**Tableau III.4.2 : Combinaison des charges**

	ELU : $1,35G + 1,5Q$ [KN/ml]	ELS : $G + Q$ [KN/ml]
PALIER	10.80	7.72
PAILLASSE	15.41	11.13

III.4.2.3-Calcul à l'ELU:**Figure III.4.3 : Schéma de chargement à l'ELU.****✓ Calcul des réactions d'appuis:**

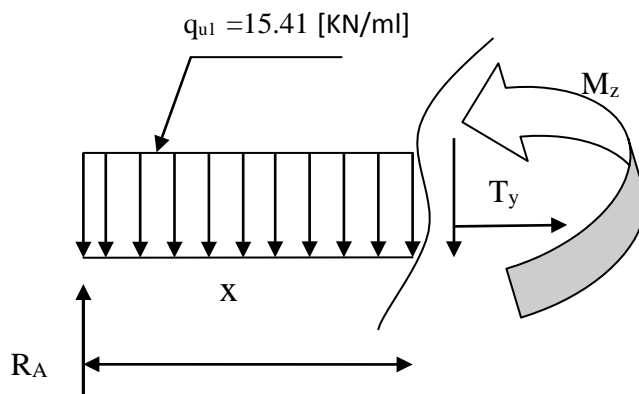
$$\sum F = 0 \quad \Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 2.4) + (q_2 \times 1.6) \quad \Rightarrow R_A + R_B = 54.26 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Rightarrow -4R_B + q_2 \cdot 1.6 \left(\frac{1.6}{2} + 2.4 \right) + q_1 \cdot 2.4 \left(\frac{2.4}{2} \right) = 0 \quad \Rightarrow 4R_B = 99.67$$

$$R_B = 24.92 \text{ KN.} \quad \Rightarrow R_A = 54.26 - 24.92 \quad \Rightarrow R_A = 29.34 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

- 1^{er} tronçon: $0\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$

Figure III.4.4 : 1^{er} tronçon.

➤ Effort tranchants:

Tableau III.4.3 : Calculs des efforts tranchants.

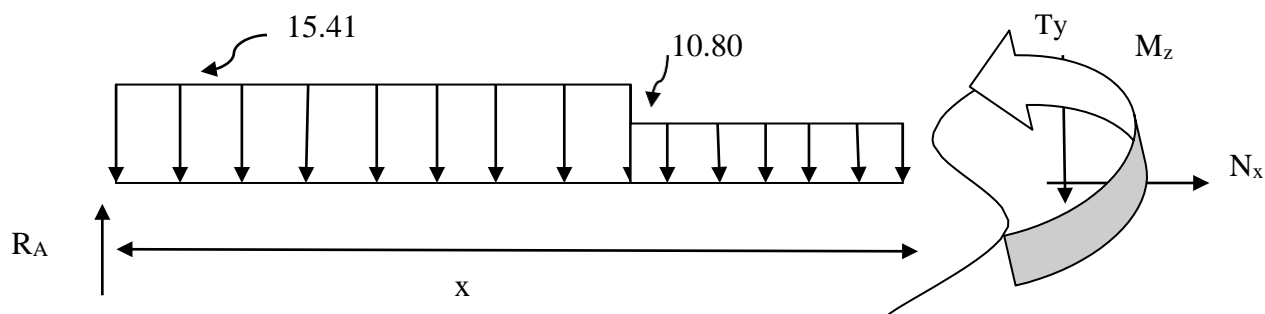
Tronçon	Expression	X(m)	T _y (kN)
$0 \leq x \leq 2.40$	$-15.41x + 29.34$	0	29.34
		2.40	-7.64

➤ Moments fléchissant:

Tableau III.4.4 : Calculs des moments fléchissant.

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (kN.m)
$0 \leq x \leq 2.40$	$-15.41 \frac{x^2}{2} + 29.34x$	0	0
		2.40	26.03

- 2^{ème} tronçon: $2.40\text{m} \leq x \leq 4.00\text{m}$

Figure III.4.5 : 2^{ème} tronçon.

- Effort tranchants:

Tableau III.4.5 : Calculs des efforts tranchants.

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
2.40 ≤ x ≤ 4.00	-10.80 x + 18.27	2.40	-7.64
		4.00	-24.93

- Moments fléchissant:

Tableau III.4.6 : Calculs des moments fléchissant.

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
2.40 ≤ x ≤ 4.00	$-10.80 \frac{x^2}{2} + 18.27x$	2.40	26.03
		4.00	0

- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0:

$$T_y=0 \quad -15.41x + 29.34 = 0 \quad x=1.90\text{m.}$$

$$\text{Donc :} \quad M_z^{\max} = -15.41 \frac{x^2}{2} + 29.34x \quad M_z^{\max} = -15.41 \left(\frac{1.9^2}{2} \right) + 29.34(1.9)$$

$$M_z^{\max} = 27.93 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi-encastrement on prend :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_z^{\max} = -8.38 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_z^{\max} = 23.74 \text{ KN.m.}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

Diagramme des efforts interne à l'ELU :

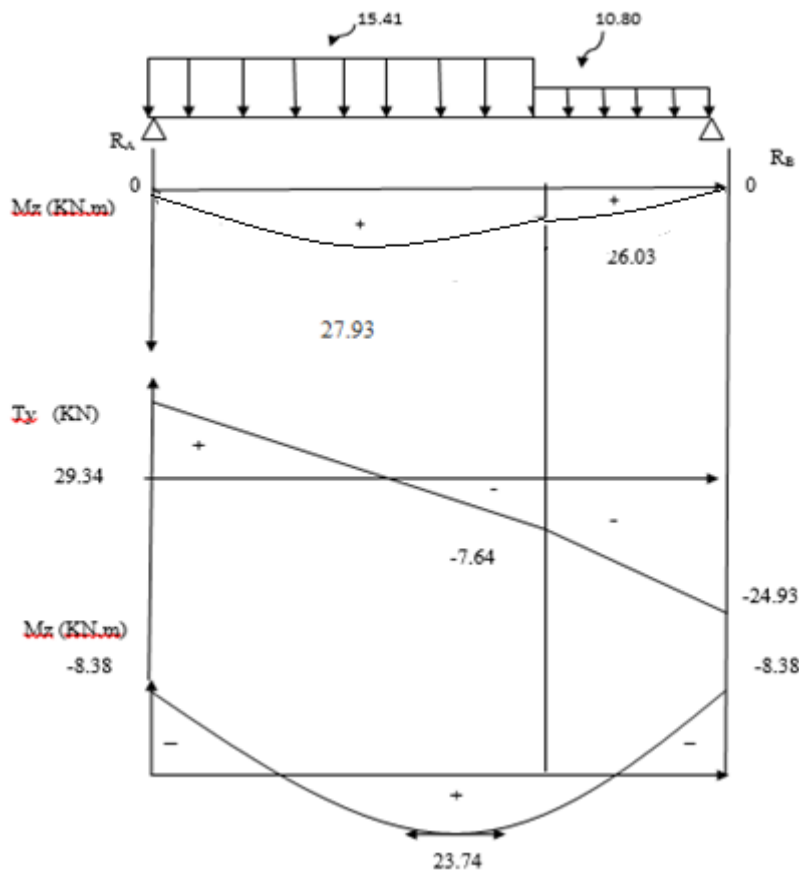


Figure III.4.6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

✓ Calcul des armatures:

a) Aux appuis:

Avec: $M_a = 8.38 \text{ K.N.m}$ $\Rightarrow \mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8.38 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035$

$\Rightarrow \mu_a = 0.035 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

➤ Armatures principales:

Avec: $\mu_a = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.982$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.38 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

5HA10 soit : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$ avec : $st = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On opte 5HA8 soit } A_r = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec : } s_t = 20 \text{ cm.}$$

b) En travées:

Avec: $M_t = 23.74 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.74 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.099$$

$$\mu_t = 0.099 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0.099 \Rightarrow \beta = 0.947$$

➤ **Armatures principales:**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.74 \times 10^3}{0.947 \times 13 \times 348} = 5.54 \text{ cm}^2$$

On opte 5HA12 soit : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$ avec : $s_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armature de réparation:**

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

On opte 5HA10 soit : $A_r = 3.92 \text{ cm}^2$ avec : $s_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Verifications a L'ELU:**

❖ **Condition du non fragilité :(BAEL91.Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 b d \quad \frac{f_{ct}}{f_{ce}} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$.

Aux travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement des barres:**

➤ **Armatures principales:**

Aux appuis : $s_t = 20 \text{ cm}$

Aux travées : $s_t = 20 \text{ cm}$

$< \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

➤ **Armatures de repartitions:****Aux appuis :** $e_p = 20\text{cm}$ $< \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$ **Aux travées :** $e_p = 20\text{cm}$ ❖ **Effort tranchants:**

$$T_{\max} = 29.34\text{KN.}$$

$$\tau_u = < \bar{\tau}_u$$

Avec: $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$. Et : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa})$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{29.34 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.22\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, ArtA.6.1.3)**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{sommes des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.84\text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.34 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.33\text{MPa} \quad \tau_{se} = 1.33\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots \dots \text{Vérifie}$$

➡ Ya pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des armatures en appuis:**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} \quad \text{avec:} \quad \Rightarrow \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{cm}$$

Vu que (l_s) d'excède l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal. Dont la largeur d'ancrage est fixée à $(0.4l_s)$.

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 (35.27) = 14.11 \text{ cm. On opte } L_c = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

➤ **Influence sur le béton:**

$$T_u^{\max} < T_u$$

$$T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d \quad \text{et : } T_u^{\max} = 29.34 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{0.4 \times (25 \times 10^{-1}) \times (0.9 \times 13) \times 100}{1.5} = 780 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} = 29.34 \text{ MPa} < T_u^{\max} = 780 \text{ KN. Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(29.34 + \frac{(-8.38) \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) = -1.21 \text{ cm}$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm} > -1.21 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.4. Etats limite du service:

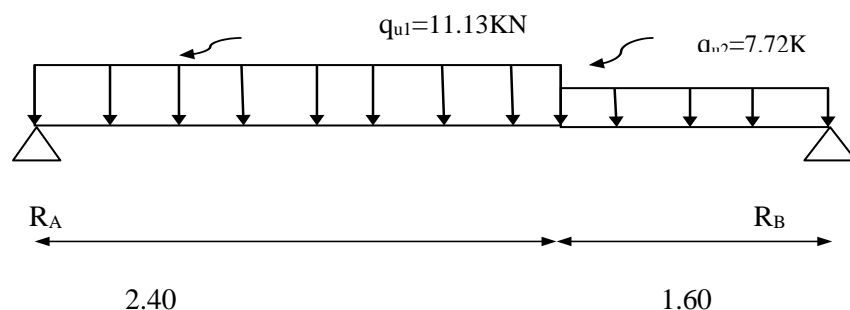


Figure III.4.7 : Schéma de chargements à L'ELS.

III.5.4.1. Calcul des réactions d'appuis:

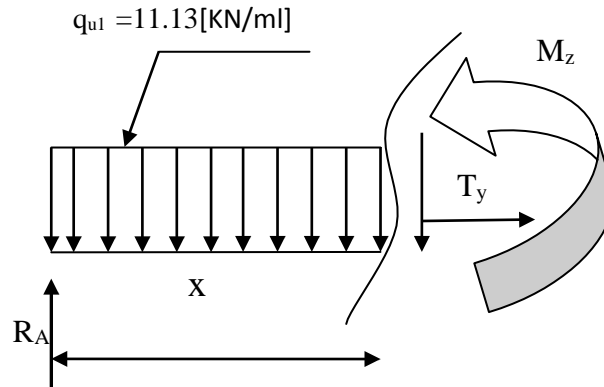
$$\sum F=0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 2.4) + (q_2 \times 1.6) \Rightarrow R_A + R_B = 39.06 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow -4R_B + q_2 \cdot 1.6 \left(\frac{1.6}{2} + 2.4 \right) + q_1 \cdot 2.4 \left(\frac{2.4}{2} \right) = 0 \Rightarrow 4R_B = 71.58$$

$$R_B = 17.89 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 39.06 - 17.89 \Rightarrow R_A = 21.17 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ 1^{er} tronçon: $0 \text{ m} \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

Fig III.4.8 : 1^{er} tronçon.

- Effort tranchants:

Tableau III.4.6 : Calcul des efforts tranchants.

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2.40$	$- 11.13 x + 21.17$	0	21.17
		2.40	-5.54

- Moments fléchissant:

Tableau III.4.7 : Calcul des moments fléchissant.

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.40$	$- 11.13 \frac{x^2}{2} + 21.17x$	0	0
		2.40	18.75

❖ 2^{em} tronçon: $2.40\text{m} \leq x \leq 4.00\text{m}$

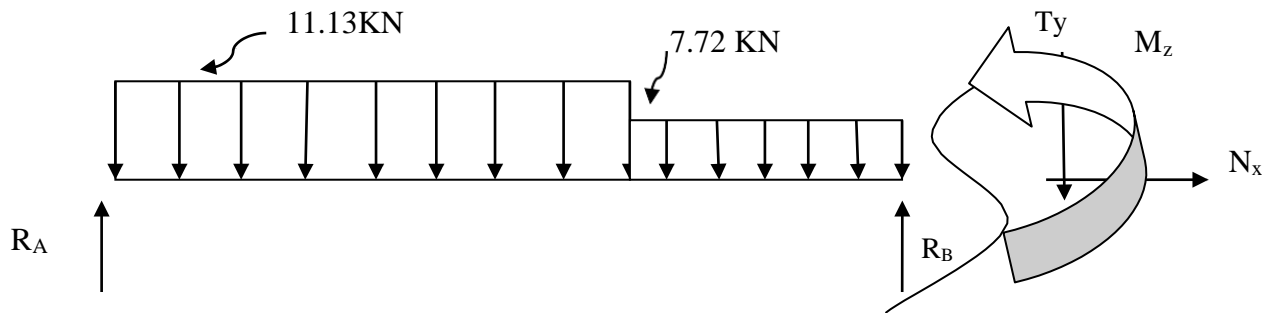


Figure III.4.9 : 2^{eme} tronçon.

- Effort tranchants:

Tableau III.6 : Calcul des efforts tranchants.

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$2.40 \leq x \leq 4.00$	$-7.72x + 13$	2.40	-5.54
		4.00	-17.88

- Moments fléchissant:

Tableau III.7 : Calcul des moments fléchissant.

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
$2.40 \leq x \leq 4.00$	$-7.72 \frac{x^2}{2} + 13x + 9.82$	2.40	18.75
		4.00	0

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$T_y = 0 \implies -11.13x + 21.17 = 0 \implies x = 1.90\text{m}.$$

Donc :

$$M_z^{\max} = -11.13 \frac{x^2}{2} + 21.17x \implies M_z^{\max} = -11.13 \left(\frac{1.9^2}{2} \right) + 21.17(1.9)$$

$$M_z^{\max} = 20.13 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi-encastrement on prend :

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -6.04 \text{ KN.m}.$

Entravée: $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 17.11 \text{ KN.m}.$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

Diagramme des efforts et des moments fléchissant à l'ELS :

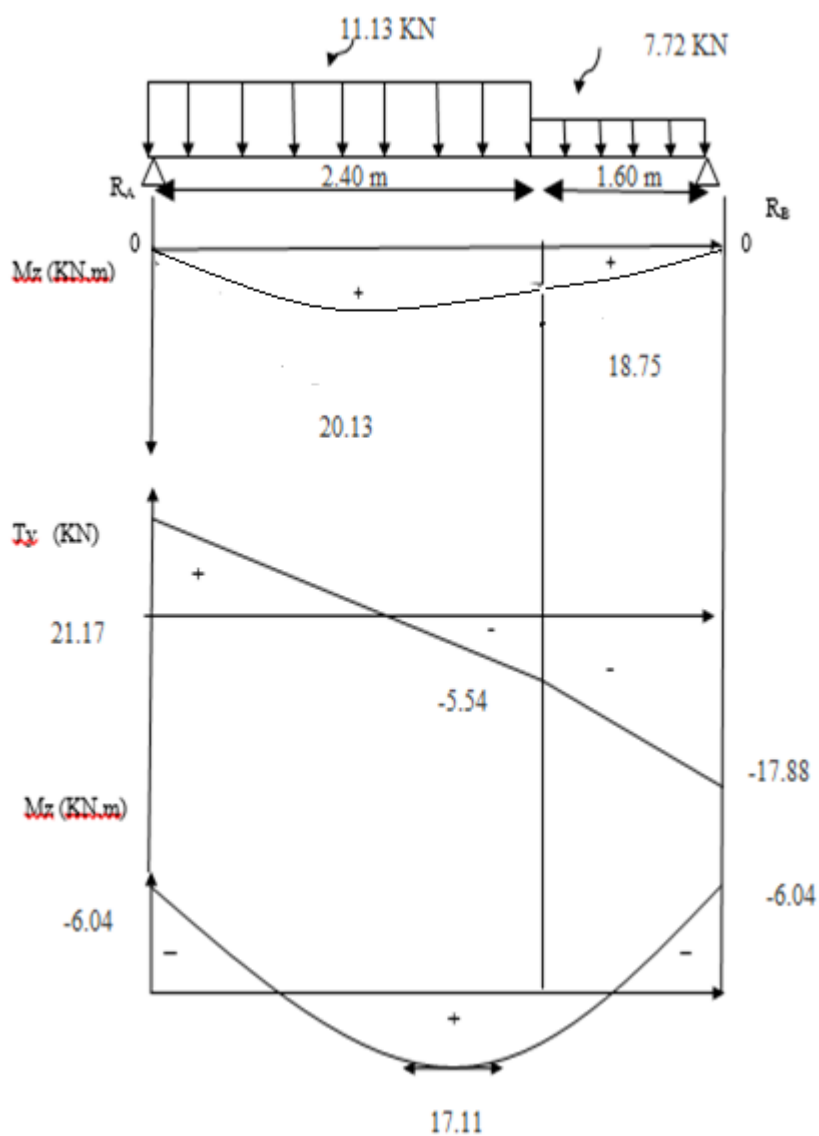


Figure III.4.10 : Diagramme des efforts et des moments fléchissant à l'ELS.

III.5.4.2. Vérification à L'ELS:

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

$$\rho_1 = 0.435 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.899 ; \quad \alpha_1 = 0.303$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.303}{15(1 - 0.303)} = 0.029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{17.11 \times 10^{-3}}{0.899 \times 0.13 \times 5.65 \times 10^{-4}} = 259.12 \text{ MPa}$$

$259.12 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ Aux appuis :

$$M_{sa} = 0.3 M_{\max Z} = 3.39 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.301$$

$$\rho_1 = 0.301 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.913 ; \quad \alpha_1 = 0.259$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.023$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{6.04 \times 10^{-3}}{0.913 \times 0.13 \times 3.92 \times 10^{-4}} = 129.82 \text{ MPa}$$

$\sigma_{sa} = 129.82 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

b) Vérification des contraintes dans le béton : (Article 4.5.2/ BAEL 91)

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

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \cdot k = 259.12 \cdot 0.029 = 7.51 \text{ Pa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \sigma_{sa} \cdot k = 129.82 \cdot 0.023 = 2.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) État limite de déformation (flèche):

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

Avec :

h : hauteur totale (15cm).

L : porté entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M_0 : valeur max du moment isostatique.

A : section des armatures.

d : hauteur utile de la section droite.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{400} = 0.0375 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{15}{400} = 0.0375 \leq \frac{17.11}{10 \times 20.13} = 0.085 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{trav}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Deux conditions **non vérifiées**, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

Avec : $q_s = \max(q_{s1} ; q_{s2}) = (7.72 ; 11.13) = 11.13 \text{ KN mL}$

L = 400cm.

- **E_v** : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,88 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1.I_0}{1 + \mu.\lambda_v}$$

- **I_0** : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = b/3 (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2.$$

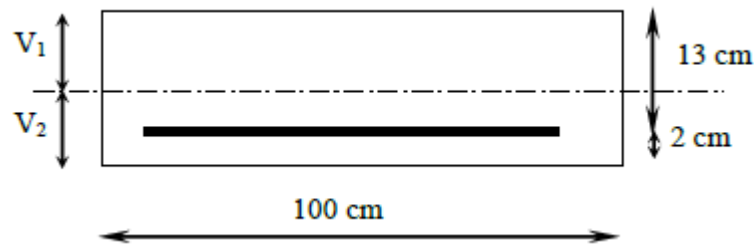
$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$$

S_{xx} = moment statique.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

- B_o = air de la section homogénéisée.

$$B_o = b.h + 15.A_t.$$



➤ **Position de Centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{b.h^2/2 + 15.A_{st}.d}{b.h + 15.A_{st}} = \frac{100.15^2/2 + 15 \times 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.79 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - y_2 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (v_1^3 + v_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15.A_{st}(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = (7.79^3 + 7.21^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 5.65 (7.21 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.13 \times 10^3 \times (4)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 30551.61 \times 10^{-8}} = 0.011 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ mm.}$$

Donc : $f = 0.011 < \bar{f} = 0.8 \text{ mm} \implies$ Condition vérifiée.

✓ **Conclusion:**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **Aux appuis:**

- ✓ Armatures principales : **5HA10** espacement **st=20cm.**
- ✓ Armatures de répartition : **5HA8** espacement **st=20cm.**

➤ En travée:

- ✓ Armatures principales : **5HA12** espacement **st = 20cm**.
- ✓ Armatures de répartition : **5HA10** espacement **st = 20cm**.

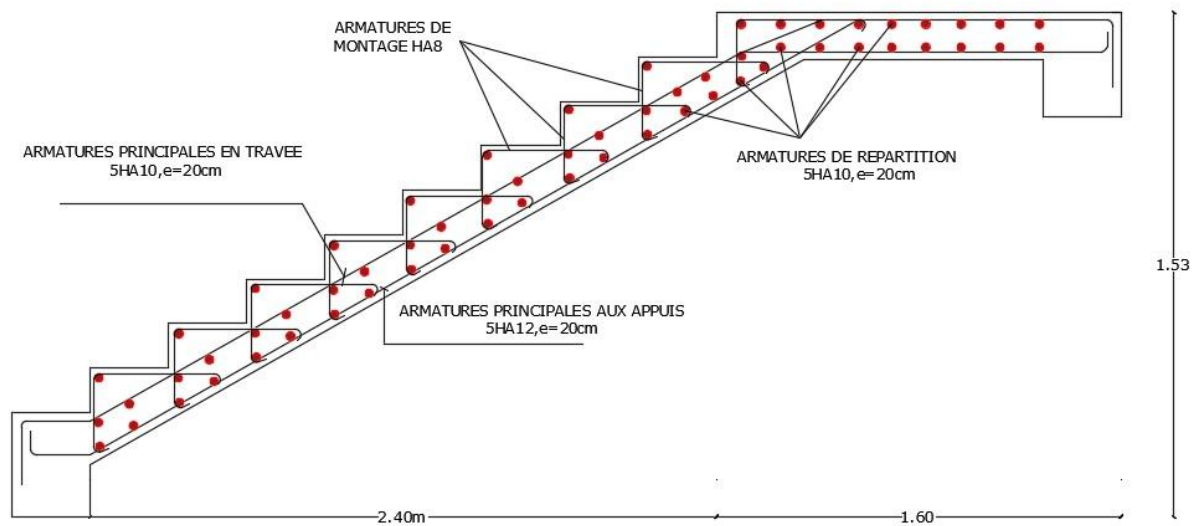


Figure III .11 : Ferrailage des Escaliers.

III.5-Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et les voiles.

L_{max}: Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

Dans notre projet sa portée est de 4.55m.

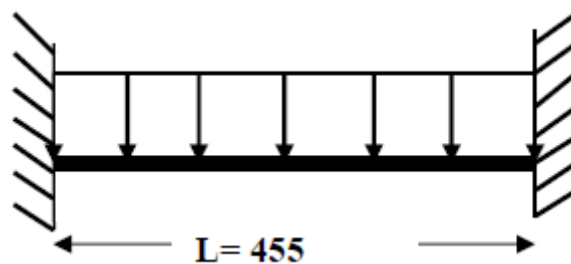


Fig.III.4.1.Schéma statique de la poutre palière.

III.5.1-Pré dimensionnement :

✓ **Hauteur de la poutre :**

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

L : portée maximale entre nu d'appui

h : hauteur de la poutre palière

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \rightarrow 30.33 \leq h \leq 45$$

On opte pour **h = 40cm**

✓ **La largeur :**

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

b : largeur de la poutre palière

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 25\text{cm}$

$$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 25\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 40\text{cm}$$

$$h/b = 1.5 < 4$$

Toutes les conditions sont Vérifiées.

III.5.2-Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,40 = 2.50 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : = 29.34KN
- Réaction du palier à l'ELS : = 21.17 KN

➤ **Combinaisons à considérer :**

a) A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 2 (T_u / L) = 1.35 \times (2.50) + 2 \times (29.34 / 4.55) = 16.27 \text{ KN/ml}$$

b) A l'ELS :

$$q_s = G + 2 (T_s / L) = (1.5) + 2 \times (21.17 / 4.55) = 7.65 \text{ KN/ml}$$

III.5.3-Calcul à l'ELU :

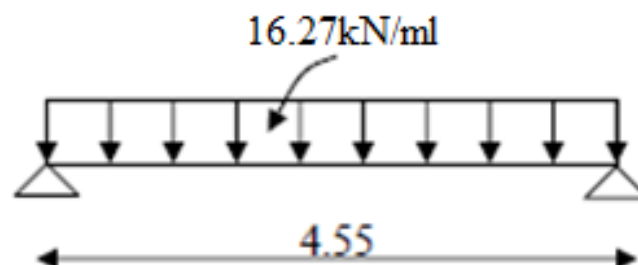


Fig.III.5.1. Schéma statique

a) Moment isostatique :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 16.27 \frac{4.55^2}{8} = 43 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{16.27 \times 4.55}{2} = 38 \text{ KN}$$

✓ $M_a = -0.3 \times 43 = -12.9 \text{ KN.m}$

✓ $M_t = 0.85 \times 43 = 36.55 \text{ KN.m}$

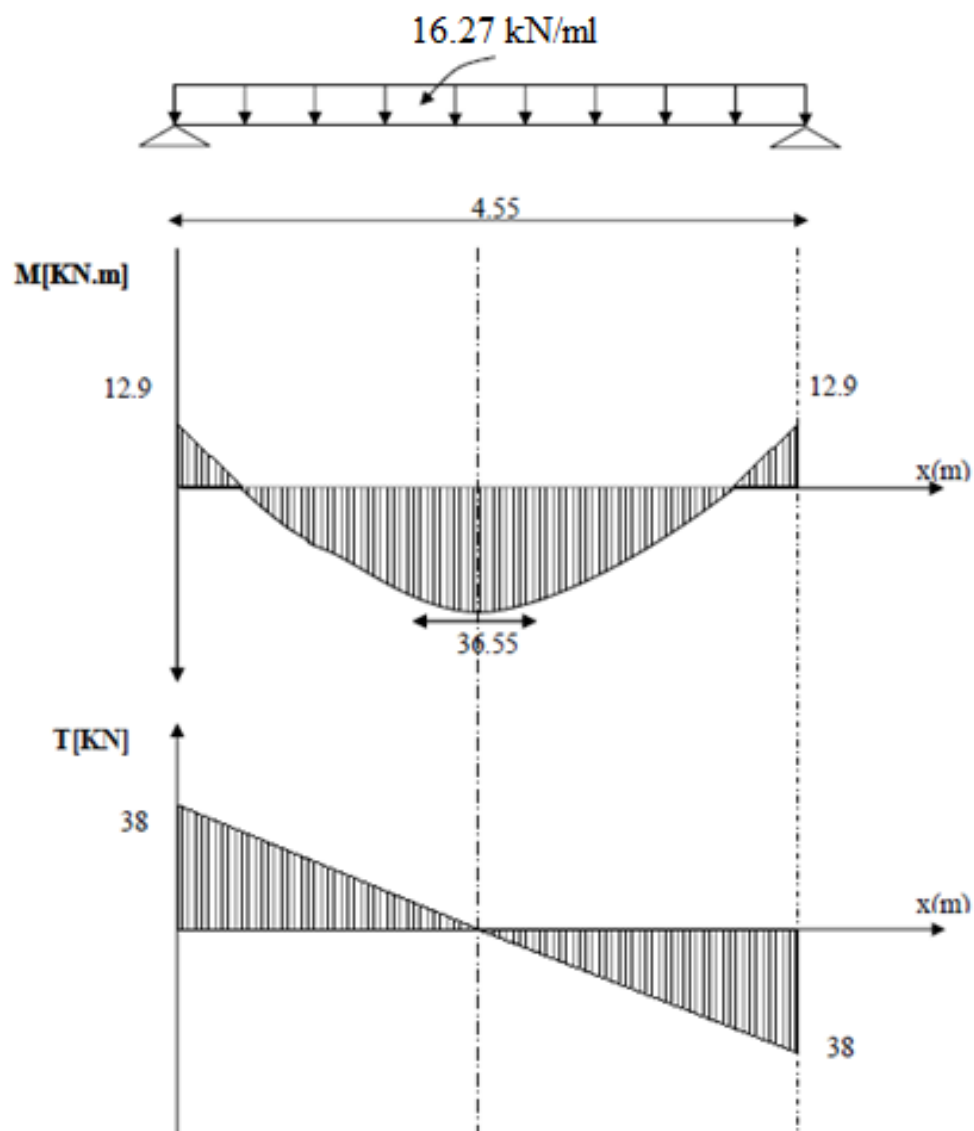


Fig.III.5.2 : Diagramme des moments et des efforts tranchants.

III.5.4-Calcul des armatures à L'ELU :

III.5.4.1-Ferraillage à l'E-L-U :

a) Armature principales :

➤ En travée :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{36.55 \times 10^6}{250.380.14.2} = 0.71 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$-v=0.71 \longrightarrow \beta=0.964$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{36.55 \times 10^6}{0.964.380.348} = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3H14=4.62 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{12.9 \times 10^6}{250.380^2.14.2} = 0.025 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$-v=0.025 \longrightarrow \beta=0.988$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{12.9 \times 10^6}{0.988 \cdot 380 \cdot 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}12=3.39 \text{ cm}^2$$

III.5.5-Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité :(BAEL A-4-2-1)

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 25 \cdot 38 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 > 1.15 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$A_a = 3.39 > 1.15 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :(BAEL Art A-5-2-1)

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

$$\tau_u = \frac{38 \times 10^3}{250 \cdot 380} = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min 0.15f_{c28}; 4MPa$$

$$= 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL91.ArtA6.1.3

On doit vérifier que :

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

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

$$= \frac{38 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 94.20} = 1.18 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$u_i = 3 \times 3, 14 \times 14 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{es} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} < \tau_{es} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence de l'effort de tranchant sur le béton : (BAEL91 Art A-5.3.2.1)

$$T_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 250 \times 380}{1.5} = 570 \text{ KN}$$

$$T_u = 38 < T_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL91/ Art A.5.1, 321)

$$A = 3.14 \geq \frac{1.15}{400} \quad 38 \times 10^3 - \frac{12.9 \times 10^6}{0.9 \times 380} = -0.081 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée

❖ Calcul du scellement droit : (Art A.6.1.21/ BAEL91)

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\tau_{sc}}{\sigma_s} \times \frac{A_s}{A} \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\tau_{sc} = 0.6 \psi_s f_{t28}$: coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence

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

$$\text{D'où : } l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.3 \text{ mm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \longrightarrow \text{donc : } l_a = 18 \text{ cm.}$$

❖ **L'espacement des armatures :**

Armatures principale : $S_{\max}=25 < \min(3h, 33\text{cm})=33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Armatures de répartition : $S_{\max}=20 < \min(4h, 45\text{cm})=33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ **Diamètre des armatures transversales :** (Article A.7.2-2 du BAEL 91).

$$\Phi_t < \min \{ \Phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 12 ; 25 ; 11.42 \} = 11.42 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8\text{cm}$$

✓ **Espacement des barres :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).**a) En zone nodale (appuis)**

$$S_t \min \{ h/4 ; 12\Phi ; 25 \text{ cm} \} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 6\text{cm}$

b) En zone courante (travée)

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

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

❖ **Quantité d'armatures transversales minimales :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Conclusion:**

On prend : un cadre et un étrier en **HA8** tel que **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$**

III.5.6-Calcul a L'ELS :

III.5.6.1-Calcul des efforts internes :

$$q_s = 7.65 \text{ KN.m}$$

a) L'effort tranchant:

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{7.65 \times 4.55}{2} = 17.4 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique:

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 7.65 \frac{4.55^2}{8} = 19.8 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$\checkmark \quad M_a = (-0.3) M_0 = -5.94 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \quad M_t = (0.85) M_0 = 16.83 \text{ KN.m}$$

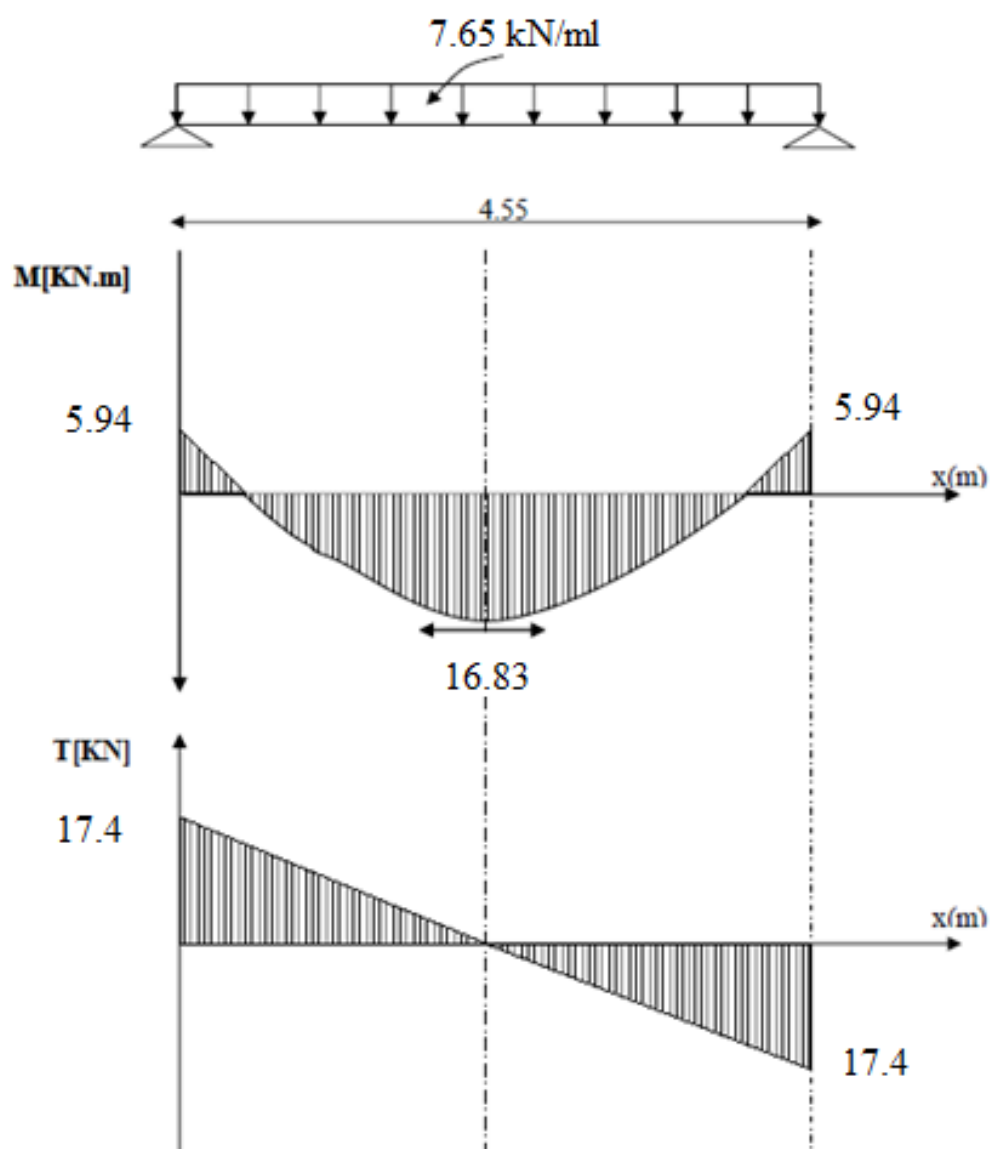


Fig.III.5.3.Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

III.5.7-Vérification a L'ELS:**❖ Etat limite d'ouverture des fissurations : [BAEL 91 article A.5.3-4]**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier :

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A_{st}}$$

β ; k_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

a) En travée :

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{250 \times 380} = 0,48 \Rightarrow K_1 = 32.62, \quad \beta = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{16.83 \times 10^6}{4.62 \times 0.895 \times 380} = 107.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 107.11 \text{Mpa} < 348 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{107.11}{32.62} = 3.28 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.28 \text{Mpa} < \sigma_{st} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Sur appuis :

La section d'armatures adoptée en travée :

$$A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 339}{250 \times 380} = 0.356 \Rightarrow \beta = 0.908, \quad K_1 = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{5.94 \times 10^6}{339 \times 0.908 \times 380} = 50.78 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 50.78 \text{Mpa} < 348 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50.78}{39.35} = 1.29 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.29 \text{Mpa} < \sigma_{st} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche (état limite de déformation) : (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

A_s : section adoptée en travée.

f_e : limite élastique des aciers (400Mpa).

M_t = moment max en travée à l'ELS.

M_0 = moment max isostatique ($ql^2/8$).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{40}{455} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{S_t}}{10M_0} \implies \frac{40}{455} = 0.088 \geq \frac{16.83}{10 \times 19.8} = 0.085 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{trav}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{4.62}{25 \times 38} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ Donc les armatures calculées à **l'ELU** sont suffisantes.

❖ Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

✓ Conclusion :

le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8

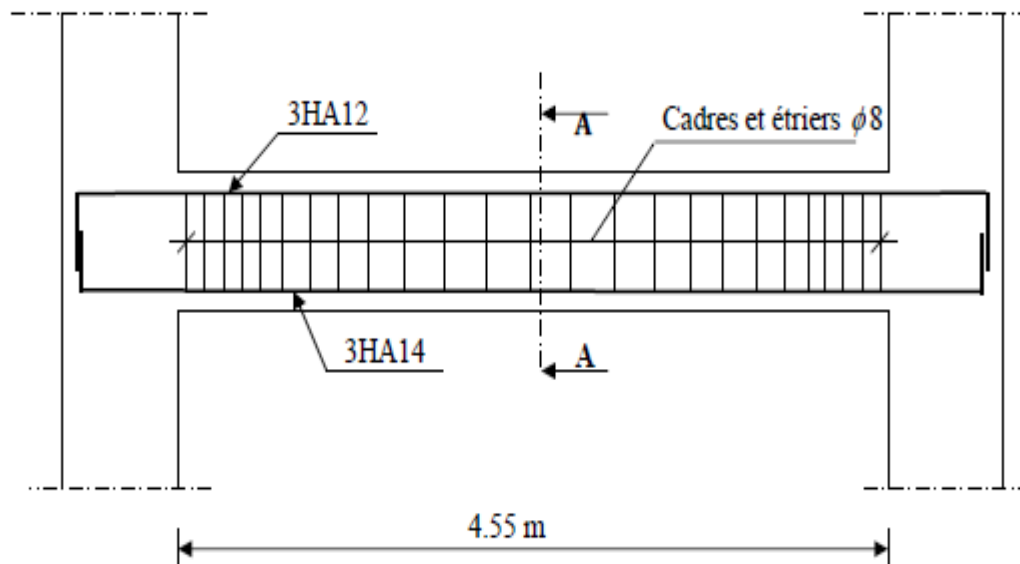
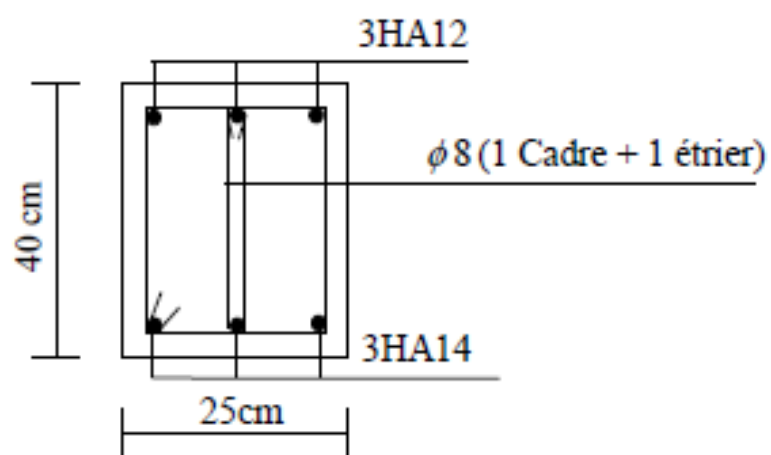


Fig.III.5.5.Ferraillage de la poutre palière.

Coupe A-A

III.6-Calcul de la dalle pleine de la salle machine

III.6.1- Introduction :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(1.20 \times 1.20) = 1.44 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés, avec une vitesse d'entraînement ($V=1\text{m/s}$).

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

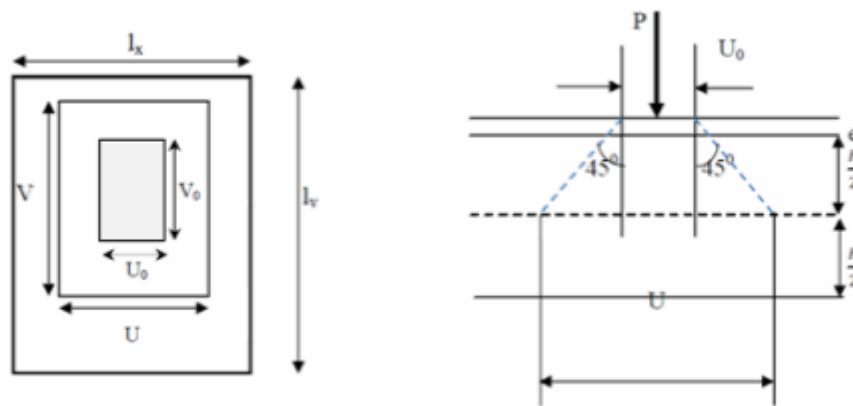


Fig.III.6.1:Schéma statique de la dalle salle machine.

III.6.2-Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{1.20} = 1$$

$$0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30}$$

$$\frac{120}{30} = 4 \text{ cm.}$$

NB :

Le **RPA 2003** exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$

❖ Calcul de U et V (dimension du rectangle de diffusion) :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

Avec :

($U_0 \times V_0$) : Surface de contact ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$).

($U \times V$) : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

h_0 : Hauteur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e : Epaisseur de revêtement ($e = 5$).

ξ : Revêtement en béton ($\xi = 1$).

$$\text{Donc : } \begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = \mathbf{105 \text{ cm.}} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = \mathbf{105 \text{ cm.}} \end{cases}$$

❖ Evaluation des moments dus au système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + {}^v M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_2 + {}^v M_1) q$$

Avec :

$$v : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de ($\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y}$) à partir des abaques de

PIGEAUD.

On a :

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 1 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{120} = 0,875 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{120} = 0,875 \end{aligned} \right\}$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs.

$$\checkmark \quad \rho = 1$$

$$\frac{U}{L_x} = 0.8, \frac{v}{L_y} = 0.8$$

$$M_1 = 0.053$$

$$M_2 = 0.053.$$

$$\frac{U}{L_x} = 0.9, \frac{U}{L_x} = 0.9$$

$$M_1 = 0.044.$$

$$M_2 = 0.044.$$

$$\Rightarrow M_1 = 0.046 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.046$$

➤ **Combinaisons de charges :**

$$\checkmark \quad \text{A l'ELU : } (v = 0)$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x1} = (M_1 + v M_2) q_u M_x1 = (0.046 + 0) \times 121.5 = 5.589 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = (M_2 + v M_1) q_u M_y1 = (0.046 + 0) \times 121.5 = 5.589 \text{ KN.m.}$$

❖ **Evaluations des moments au poids propre de la dalle pleine :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times 0.15) + 1,5 \times 1 = 6.562 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 6.562 (1.20)^2 = 0.347 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.347 = 0.347 \text{ KN.m.}$$

❖ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.936 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.936 \text{ KN.m.}$$

❖ Corrections des moments:

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

Dans le sens L_x et L_y :

a) En travée:

$$M_x^t = 0.85 \times 5.936 = 5.046 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 5.936 = 5.046 \text{ N.m.}$$

b) Aux appuis:

$$M_x^a = -0.3 \times 5.936 = -1.781 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 5.936 = -1.781 \text{ KN.m.}$$

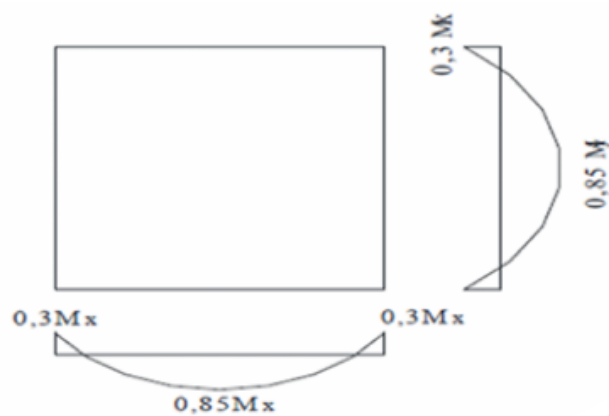


Fig.6.2: Moment dans les deux sens L_x et L_y

III.6.3- Ferrailage:

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur, il sera le même dans les deux sens car la dalle est carrée.

Avec:

$$B=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d=15.2=13\text{cm}$$

a) Aux appuis:

Sens L_x :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{1.781 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007 < 0.392 \implies \text{section simplement armée.} \implies \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{1.781 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3.93cm²** avec **S_t = 25cm.**

Sens L_y:

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{1.781 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007 < 0.392 \implies \text{section simplement armée.} \implies \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{1.781 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.4 \text{ cm}^2.$$

Soit **5HA10=3.93cm²** avec **S_t = 25cm.**

b) En travée :

Sens L_x:

$$\mu_b = \frac{5.046 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \implies \text{section simplement armée.} \implies \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{5.046 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA10=3.93cm²** avec **S_t = 25cm.**

Sens L_y:

$$\mu_b = \frac{5.046 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \implies \text{section simplement armée.} \implies \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{5.046 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit **5HA10=3.93cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.6.4-Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99 Art 4-2) :

➤ Direction principale :

$$W_x \geq W_0 (3 - \rho_x)/2 \implies W_x \geq 0.0008 (3 - 1)/2 = \mathbf{0.0008}.$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h \implies A_{\min} = 0.00088 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.32 \text{ cm}^2}.$$

a) En travée :

$$A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Aux appuis :

$$A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_a = 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

bh : section totale de béton.

 W_0 : taux d'acier minimal = 0.0008 (Acier FeE400).

➤ Direction secondaire :

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 = \mathbf{0.0008}.$$

$$A_y \geq 0.8\% \times b \times h$$

a) En travée :

$$A_y \geq 0.8\% \times 100 \times 15 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2} < A_y^t = 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Aux appuis :

$$A_y \geq 0.8\% \times 100 \times 15 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2} < A_a = 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres (Art A.2.42 BAEL 91) :**

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25\text{cm})$.
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(2h, 25\text{cm})$.
- Armatures aux appuis : $S_t = 25\text{cm} = \min(2h, 25\text{cm})$. \implies **Condition vérifiée.**
- Armatures en travées : $S_t = 25\text{cm} = \min(2h, 25\text{cm})$. \implies **Condition vérifiée.**

❖ **Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42/BAEL)**

Aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

$$Q_u \leq Q_c = 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P.

$$\mu_c = 2 \times (U+V)$$

$$\mu_c = 2 \times (105+105) = 4.2\text{m}.$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN} \leq Q_c = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 1.666 \times 10^4 = 472.3\text{KN}.$$

$$Q_u = 121.5\text{KN} < Q_c = 472.3\text{KN}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

a) **Diamètre maximal des barres :**

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\emptyset_{\max} = 10\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Contrainte tangentielle :**

Les efforts sont max au voisinage de la charge :

➤ **Au milieu de U :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P_u}{2U+V}$$

$$T_{\max} = V_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

➤ Au milieu de V :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P_u}{3U}$$

$$T_{\max} = V_u = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \left(\frac{0.2 \times f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \right) \text{ MPa.} \implies (\text{la fissuration est peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.3 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.5- Vérification à ELS ($\nu = 0.2$)

❖ Moments dus au système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) \text{ qs}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) \text{ qs}$$

$$\text{qs} = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) \text{ qs} \quad M_{x1} = (0.046 + 0.2 \times 0.046) 90 = 4.968 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) \text{ qs} \quad M_{y1} = (0.046 + 0.2 \times 0.046) 90 = 4.968 \text{ KN.m.}$$

❖ Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \times h_t$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{qs} = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0442$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_{x2} = 0.0442 \times 4.75 (1.20)^2 = 0.302 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.302 = 0.302 \text{ KN.m.}$$

❖ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.27 \text{ KN.m.}$$

❖ **Corrections des moments:**

Dans le sens L_x et L_y :

a) **En travée:**

$$M_x^t = 0.85 \times 5.27 = 4.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 5.27 = 4.48 \text{ KN.m.}$$

b) **Aux appuis:**

$$M_x^a = -0.3 \times 11.297 = -1.581 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 8.916 = -1.581 \text{ KN.m.}$$

➤ **Ferraillage:**

Le ferraillage se fera à l'ELS pour une bande de 1m de largeur.

Avec:

$$B=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d=15.2=13\text{cm}$$

a) **Aux appuis:**

Sens L_x :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{1.581 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.} \Rightarrow \beta = 0.997.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{1.581 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Sens L_y :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{1.581 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392 \implies \text{section simplement armée.} \implies \beta = 0.997.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{1.581 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

b) En travée :

Sens L_x :

$$\mu_b = \frac{4.48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \implies \text{section simplement armée.} \implies \beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{4.48 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Sens L_y :

$$\mu_b = \frac{4.48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \implies \text{section simplement armée.} \implies \beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{4.48 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

✓ Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

❖ Contrainte de compression dans le béton :

Sens L_x :

a) Aux appuis : $M_a = 1.581 \text{ kN.m}$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \implies \alpha_1 = 0.261 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.02.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{1.581 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 33.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \implies \text{condition vérifiée.}$$

b) En travée : $M_t = 4.48 \text{ KN.m}$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \implies \alpha_1 = 0.261 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{4.48 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 96.04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Sens L_y :

c) Aux appuis : $M_a = 1.581 \text{ KN.m}$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \implies \alpha_1 = 0.261 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.02.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{1.581 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 33.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d) En travée : $M_t = 4.48 \text{ KN.m}$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302 \Rightarrow \alpha_1 = 0.261 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t}$$

$$\sigma_s = \frac{4.48 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 96.04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 1.92 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Ferraillage de la dalle salle machine:**

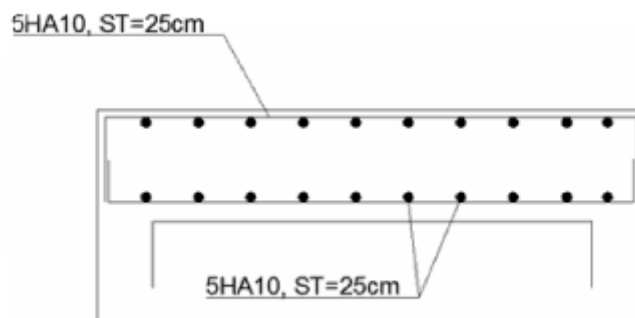


Fig.III.6.3:Plan de ferraillage suivant X-X

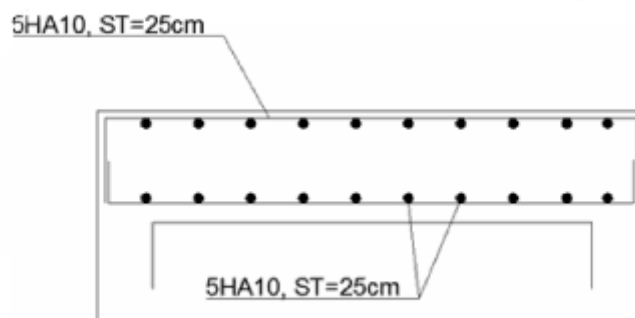


Fig.III.6.4 : Plan de ferraillage suivant Y-Y

1ère Partie : Présentation du logiciel Robot Structurale Analyse Professional 2014.

IV.1.1-Introduction :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.



Fig IV. 1: Page d'accueil du logiciel ROBOT.

IV.1.2-Etapes de modélisation à suivre dans Robot :

Les étapes à suivre sont :

1) Choix du type de structure :

Pour notre cas, on étudiera une structure en coque comme montré sur la figure 2.



Fig IV. 2: Choix du type de structure.

2) Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou on clique sur

l'icône  et .

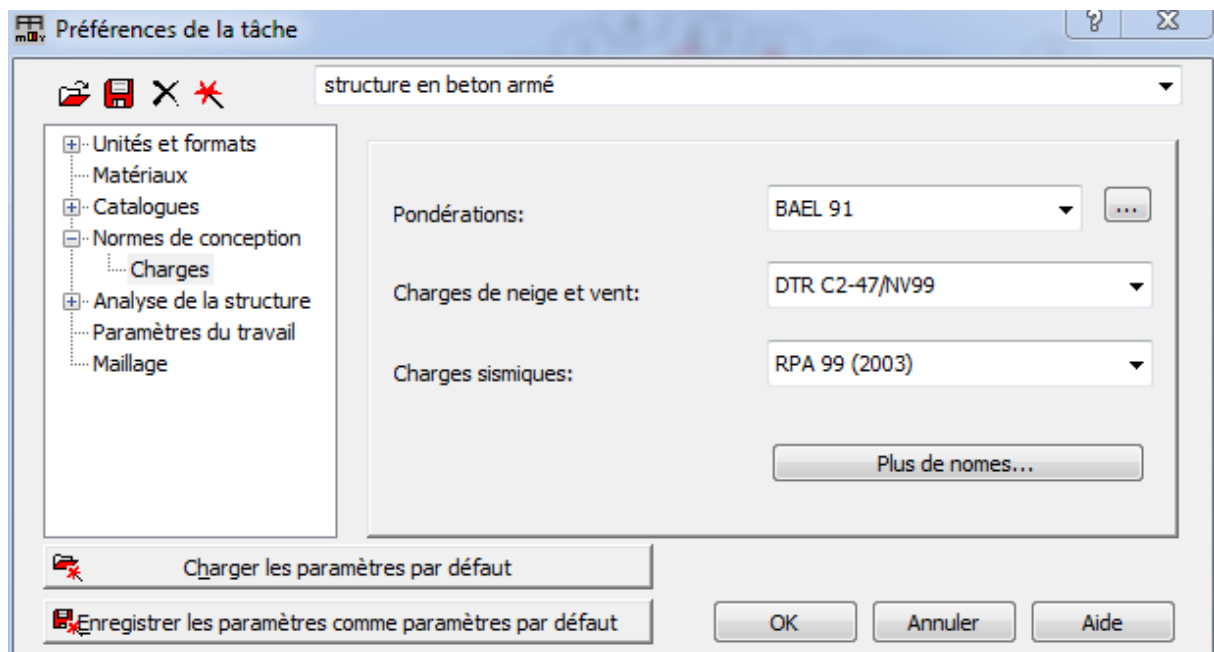





Figure IV. 3: Préférences de la tâche.

- ❖ Unités et formats :
 - Dimensions : toutes les valeurs sont prises avec trois (3) chiffres après la virgule.
 - Force : la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).
 - Autres : le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
 - Edition des unités : les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
- ❖ Matériaux : la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CB_RESIN C18).
- ❖ Catalogue :
 - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
 - Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 
- ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
 - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (DTR C 2-47/NV99), Charges sismique (RPA99 (2003)).
- ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides) :
 - Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse, cocher (Cohérente).
- ❖ Maillage : Dans jeux de paramètres par défaut du maillage, sélectionner (Normal), Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

3) Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône .

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou lignes arbitraires.

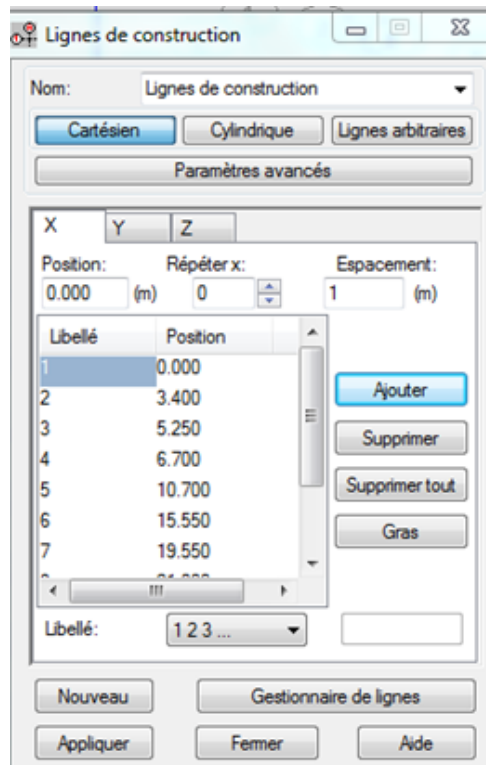




Fig. IV. 4: Lignes de construction.

4) Profilés des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques-Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : , puis on clique sur « Définir un nouveau profilé »  et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

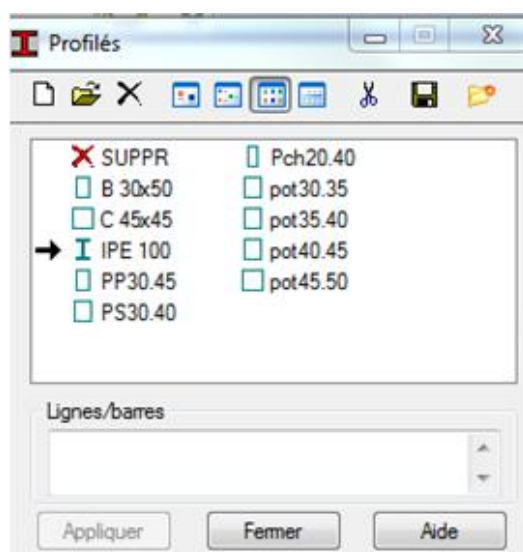



Fig. IV. 5: choix des profilés des barres.

5) Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction

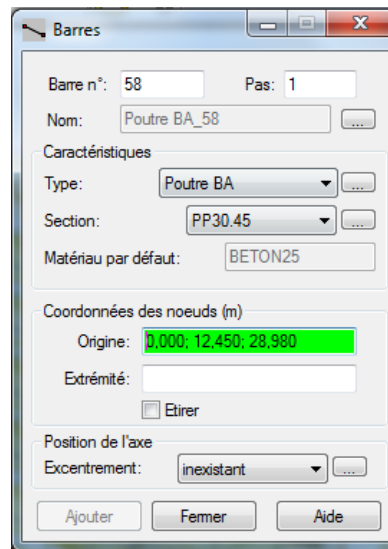


Fig. IV. 6: Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

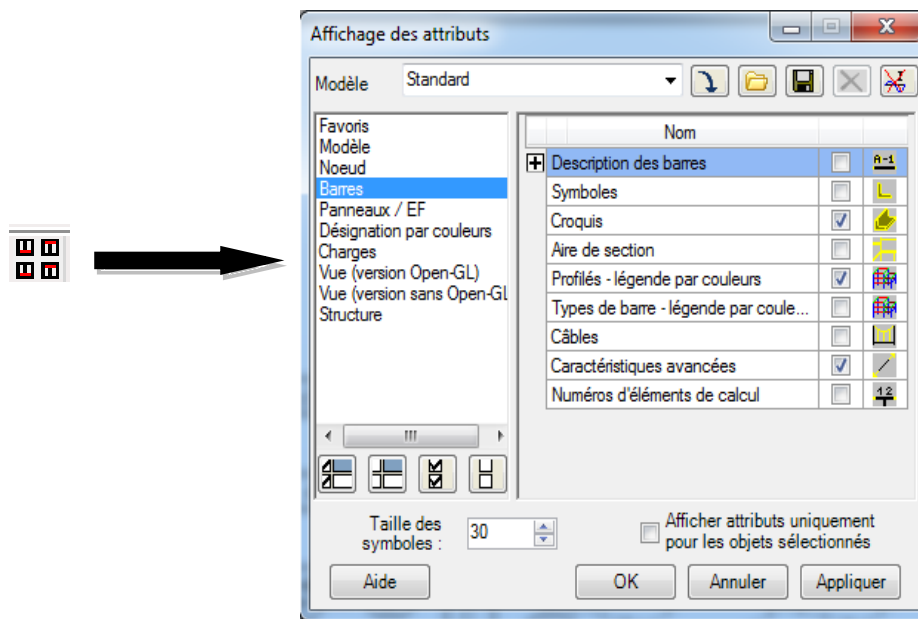



Figure IV. 7: boîte de dialogue (affichage des attributs).

6) Définition des voiles de contreventement :

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

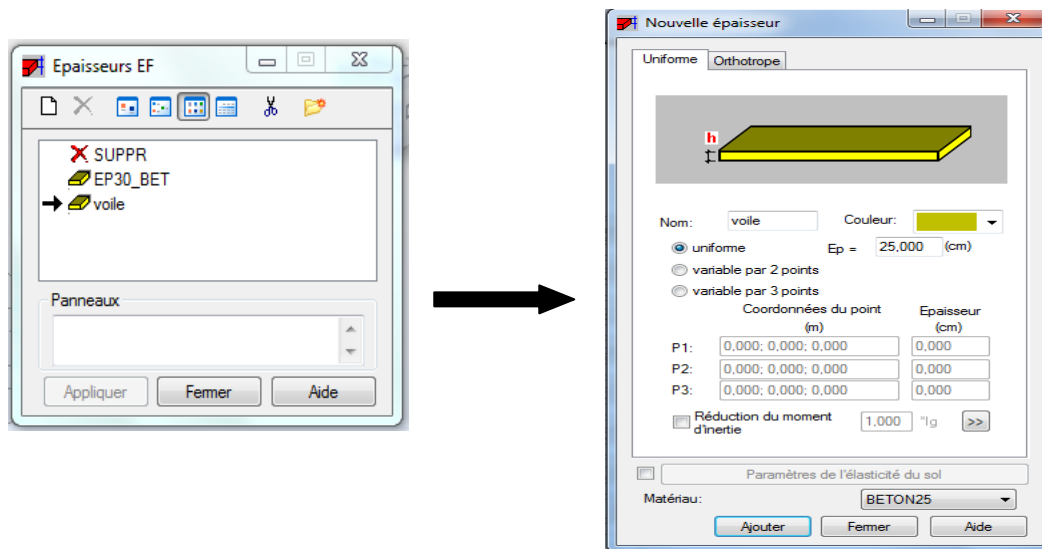



Fig. IV. 8: Définition des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles.

On clique sur l'icône « Poly ligne-contour » , et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

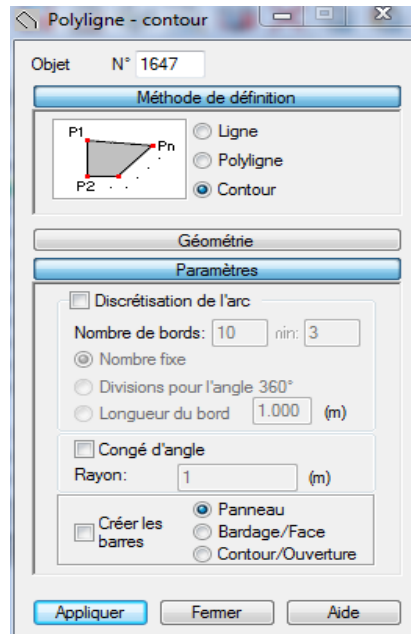



Fig. IV. 9: Modélisation des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case liste d'objets. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

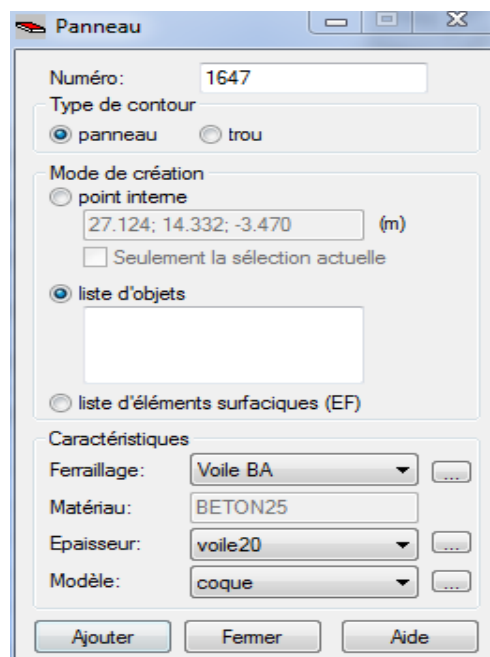



Fig.IV. 10: Définition des panneaux.

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.

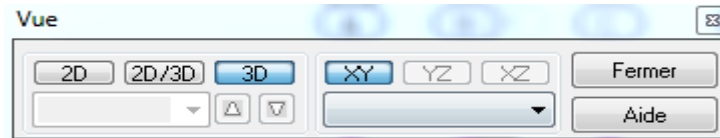


Figure IV. 11: Choix de la présentation.

7) Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on les sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

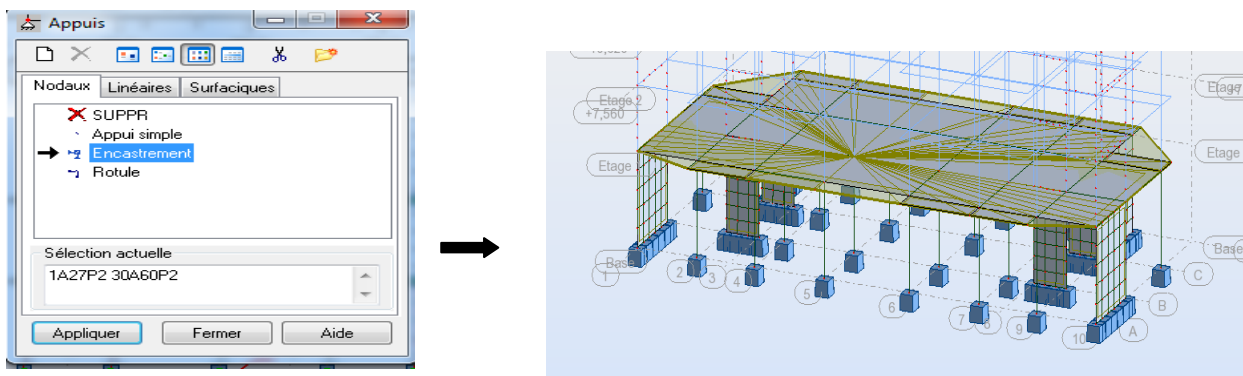



Fig. IV. 12: Définition des appuis.

8) Définitions des planchers :

Pour la définition des planchers de la structure on clique sur l'icône « Poly ligne-contour » , et on coche la case « **Contour** » ainsi que la case « **Bardage/Face** » du bouton « **Paramètres** ».

Après avoir défini les contours des planchers, on affecte la direction de la charge, dans le menu « **Structure** », on choisit « **Caractéristiques additionnelles** », « **Réparation des charges-Bardage** ».

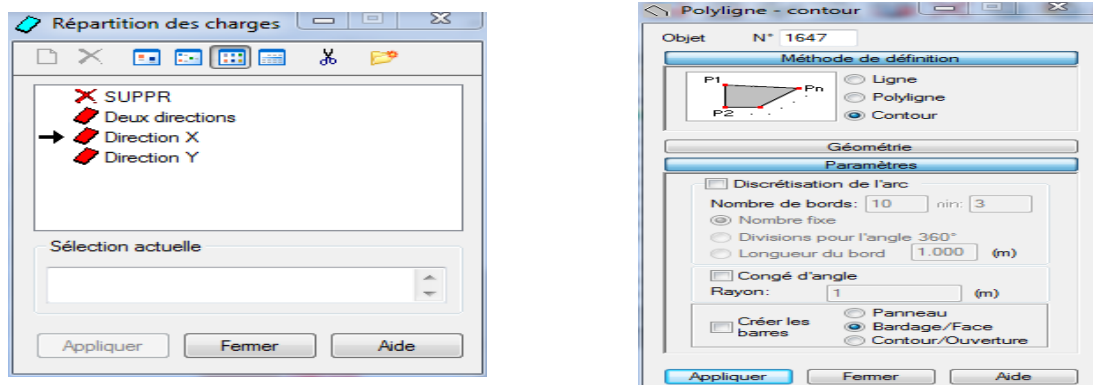


Figure IV. 13: Définition du bardage et répartitions des charges.

9) Définitions des cas de charges :

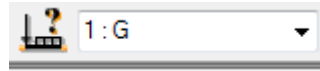
Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitations) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :




Fig. IV. 14: Définition des charges.

10) Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Dans le menu « **chargement** », « **définir charges** », « **surface** », on clique sur , puis on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « valeurs Z ».

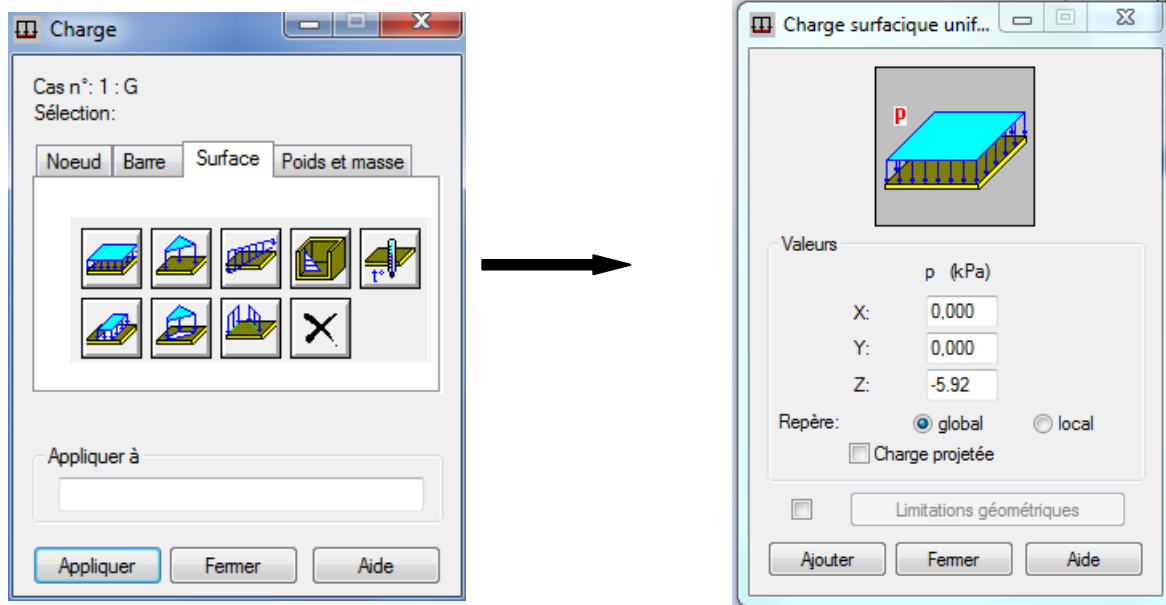


Fig. IV. 15: Affectation des charges surfaciques.

11) Définition des options de calculs (analyse statique, modale et dynamique) :

Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

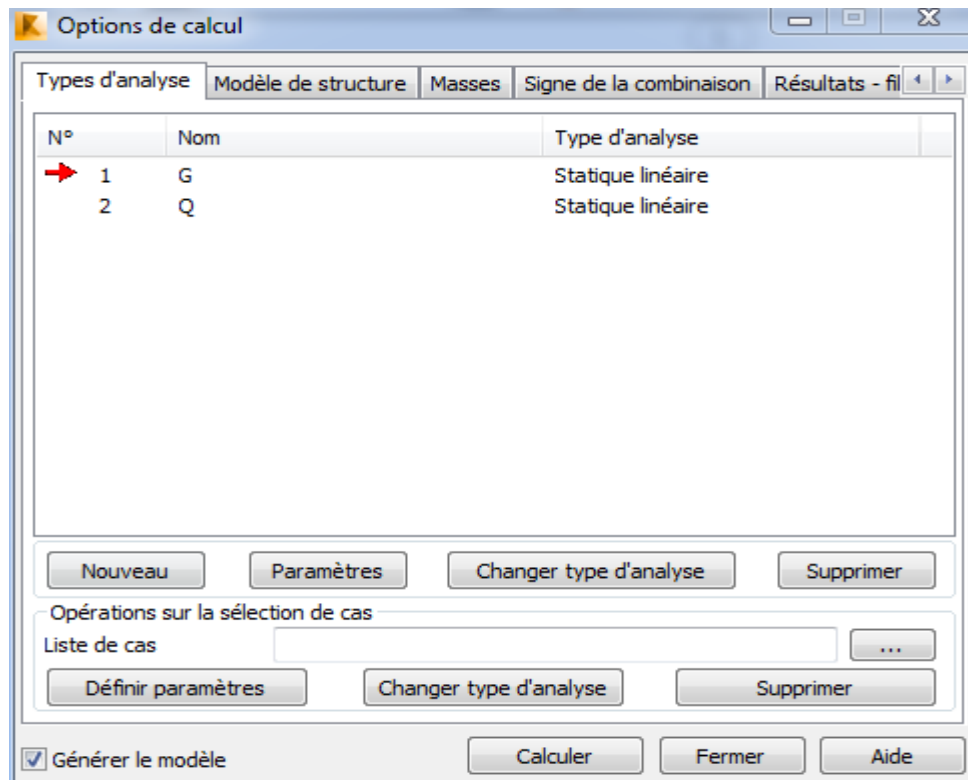


Fig. IV. 16: Définition des charges dynamiques.

On clique sur «Nouveau» et sélectionné le champ «Modale...». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

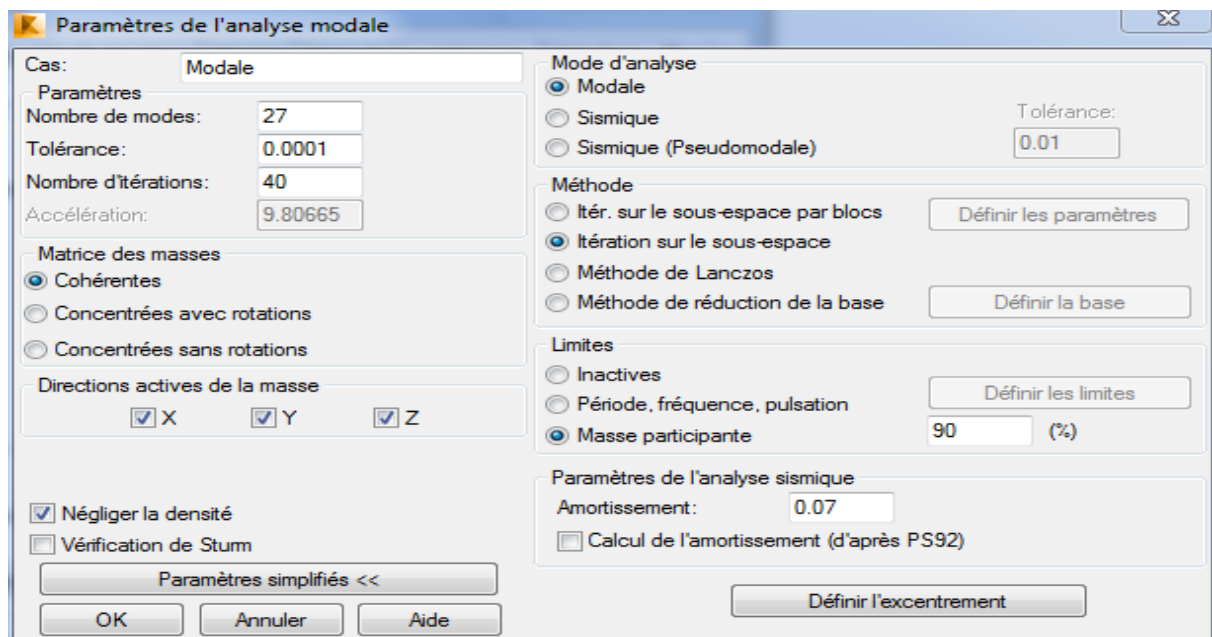


Fig. IV. 17: Définition des paramètres de l'analyse modale.

On clique une second fois sur « **Nouveau** », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans «**Définition de la direction** ».

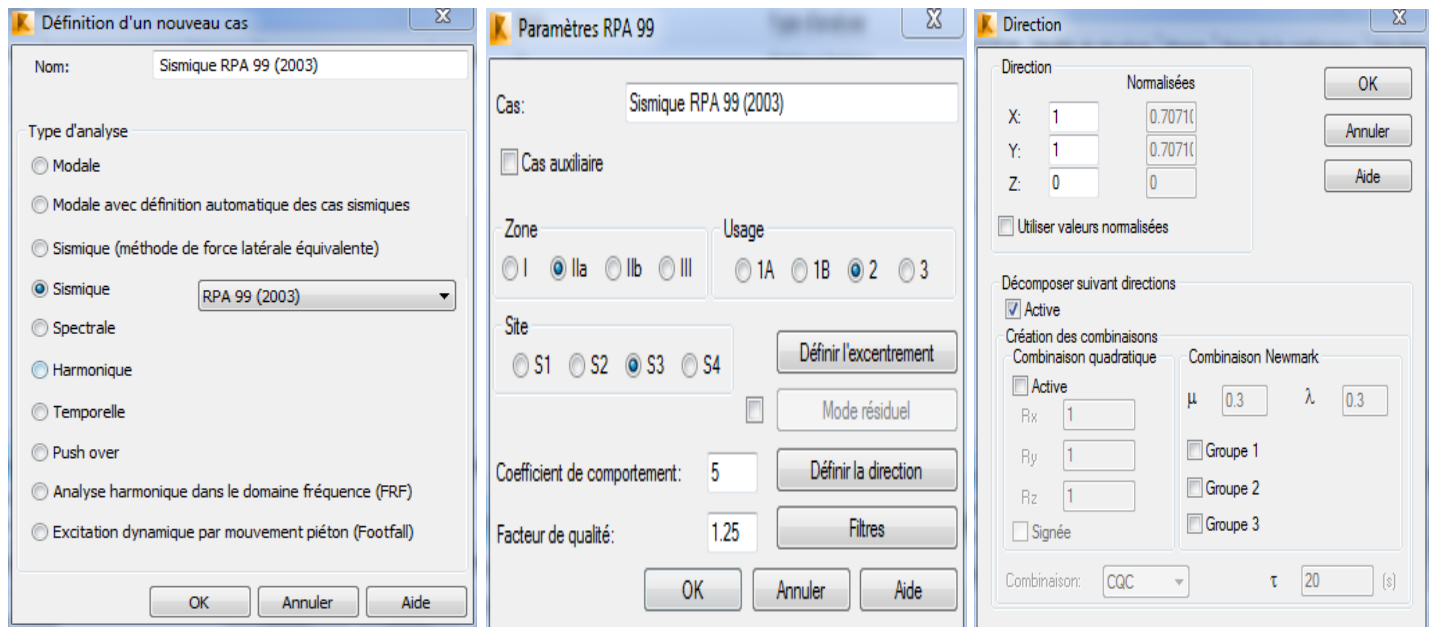


Fig. IV. 18: Définition des paramètres de l'analyse sismique.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (G ou Q).

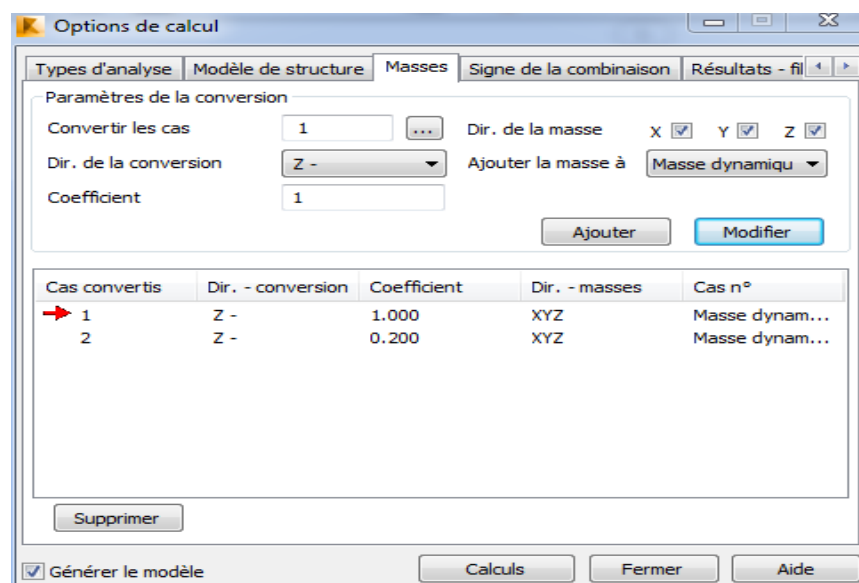


Fig. IV. 19: Conversion des masses.

12) Les combinaisons d'actions :

Dans le menu «charge», «combinaison manuel», on choisit le type de la combinaison et sa nature.

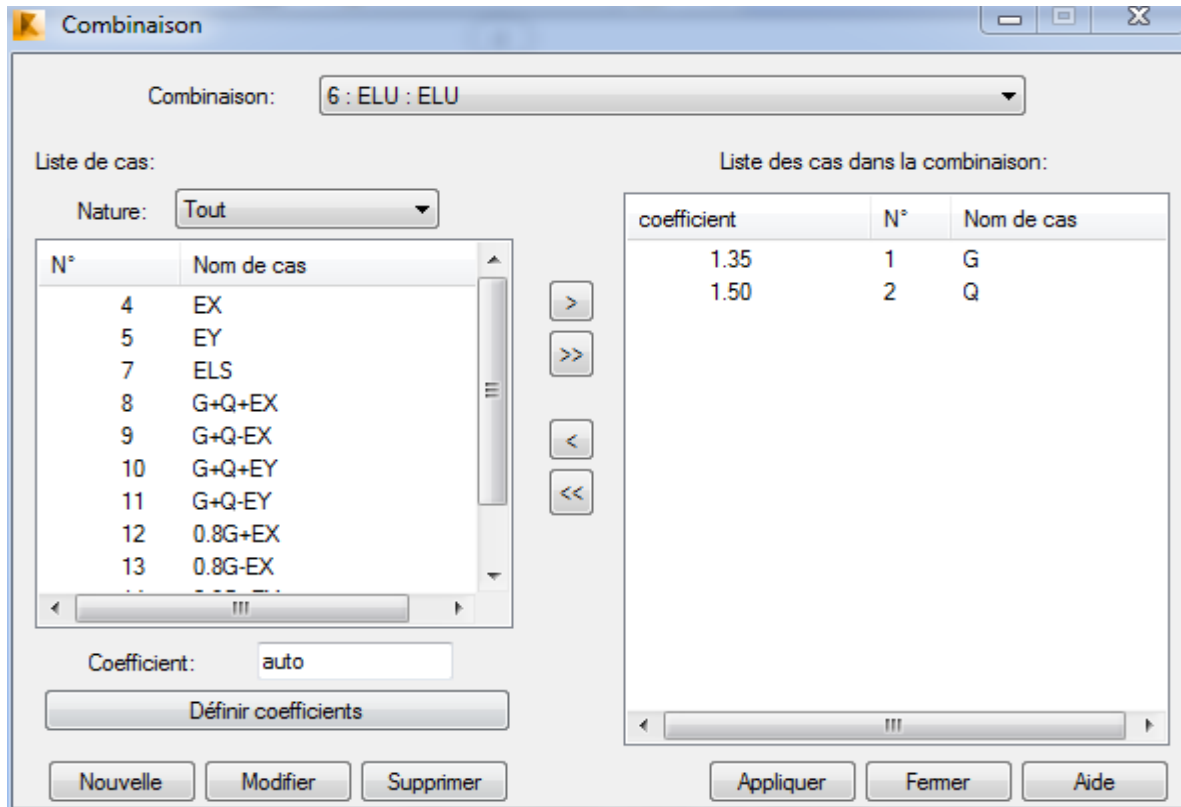


Fig. IV. 20: Définition des combinaisons d'actions.

Ainsi on introduit les charges statiques « ELU, ELS » et de la même manière on introduit les combinaisons sismiques « $G + Q \pm E$; $0.8 G \pm E$ ».

13) Le maillage :

Pour le maillage des panneaux, dans le menu «Analyse » on sélectionne « **Générer le modèle de calcul** » le maillage se fait automatiquement.

14) Liaisons rigides :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » on choisit « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** », dans la boîte de dialogue qui s'affiche, on double clique sur « **membrane** » pour avoir une autre boîte de dialogue, et on

bloques les directions en cochant dessus, enfin on clique sur «ajouté» comme indiquer sur la figure IV.23.

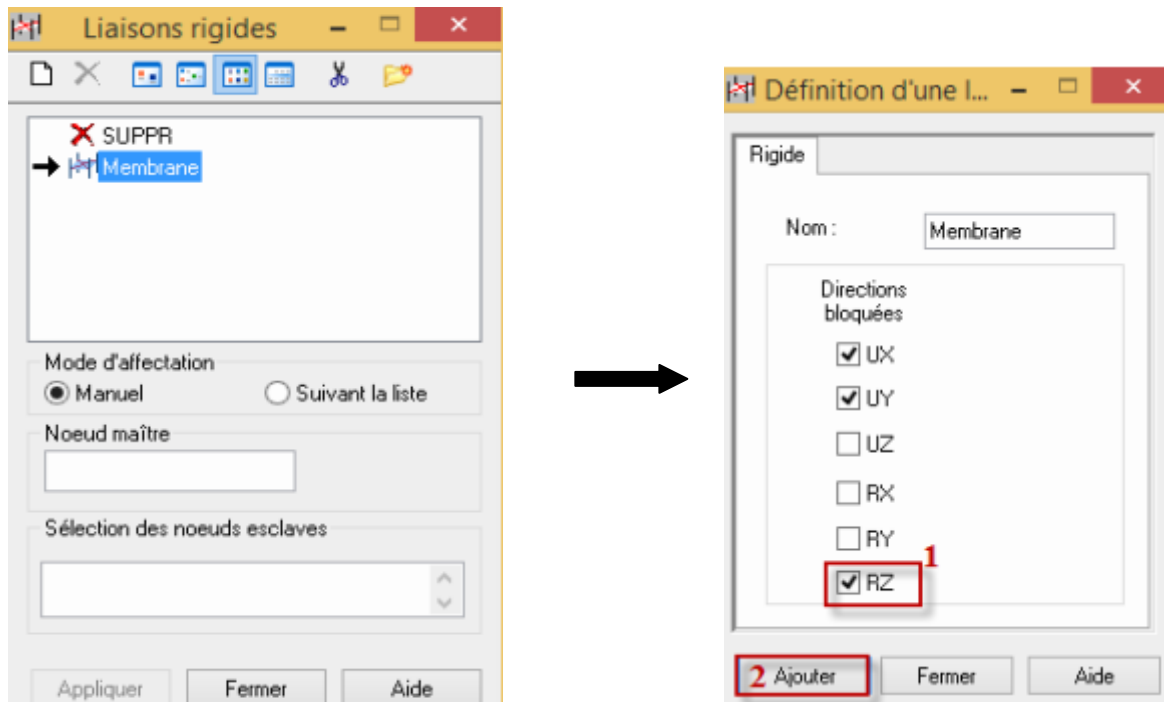



Fig. IV.22 : Liaisons rigides.

Ensuite on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône , on clique dans la zone « **nœuds maîtres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro, on clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros, on finit en cliquant sur « **appliquer** ».

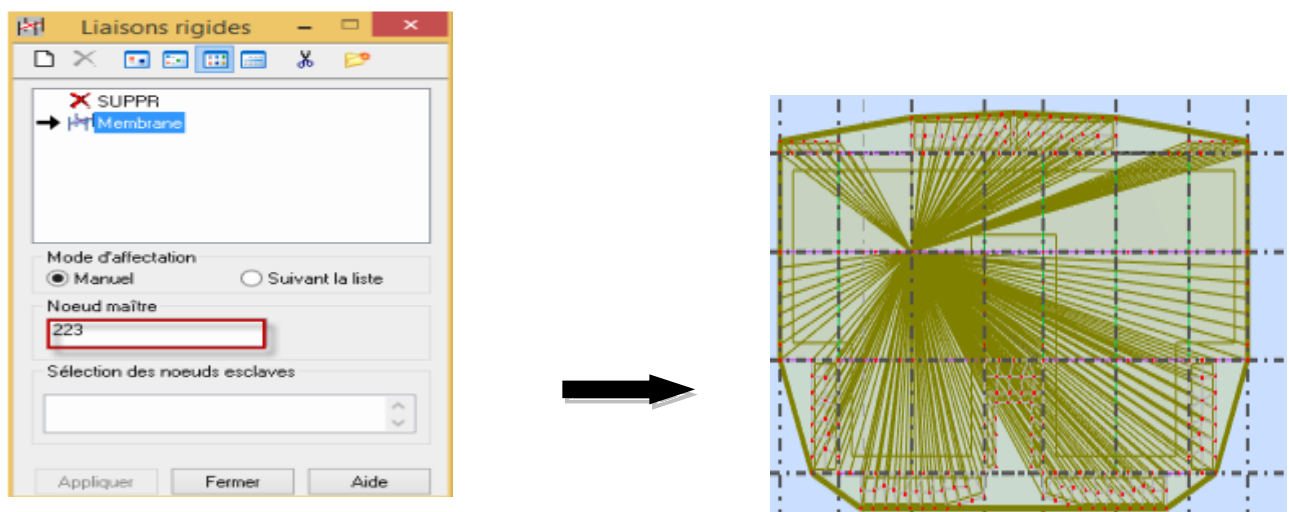


Fig. IV. 21: Application de la liaison rigide.

On répète cette opération pour tous les planchers de la structure.

15) Définition des étages :

On met notre structure sur le plan XZ ou YZ puis Dans le menu «**Structure**» on choisit «**étage**» puis «**étage**».

On clique sur «**définition graphique**», et on définit graphiquement chaque étage l'un après l'autre, ainsi chaque étage est attribué d'un numéro et de sa hauteur.

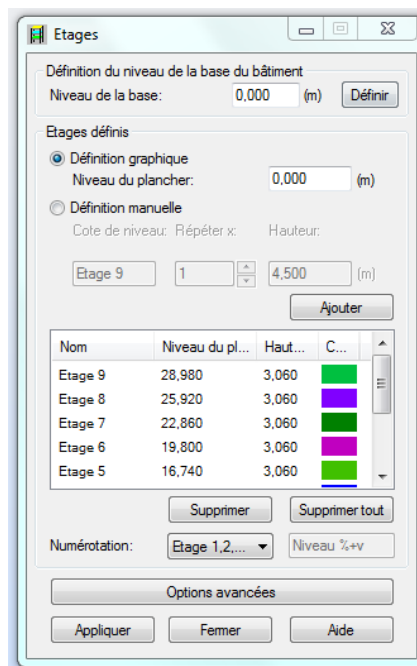


Fig. IV. 22: Définition des étages.

IV.1.3-Vérification et calcul de la structure :

a) Vérification de la structure :

Avant de passer au calcul de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu «**analyse**», on clique sur «**Vérifier la structure**» et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

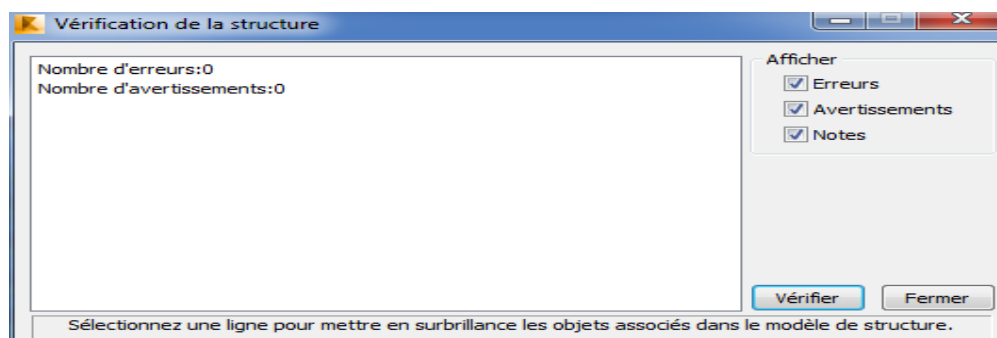


Fig. IV. 23: Vérification de la structure.

b) Calcul de la structure :

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul

statique avec l'icône  ou à partir du menu déroulant « Analyse » puis « Calculer »

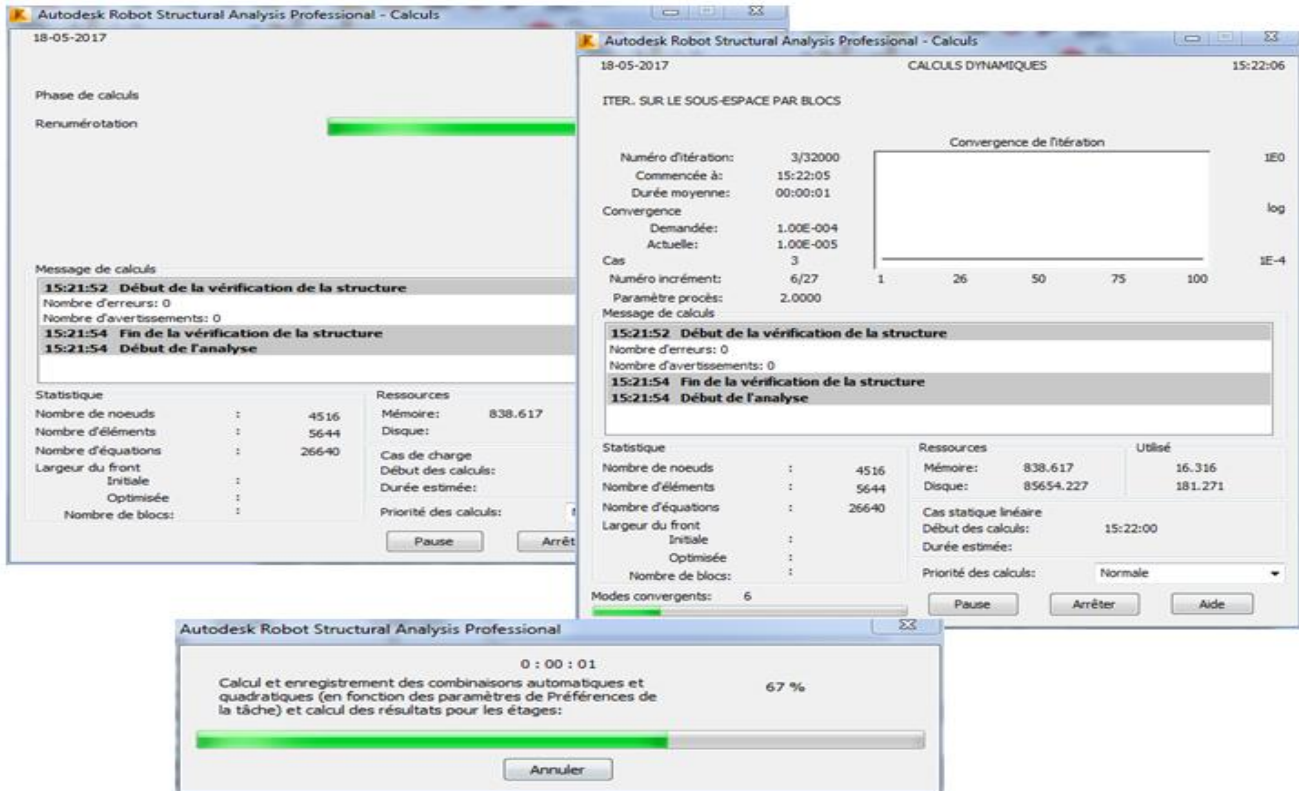


Fig. IV. 24: Calcul de la structure.

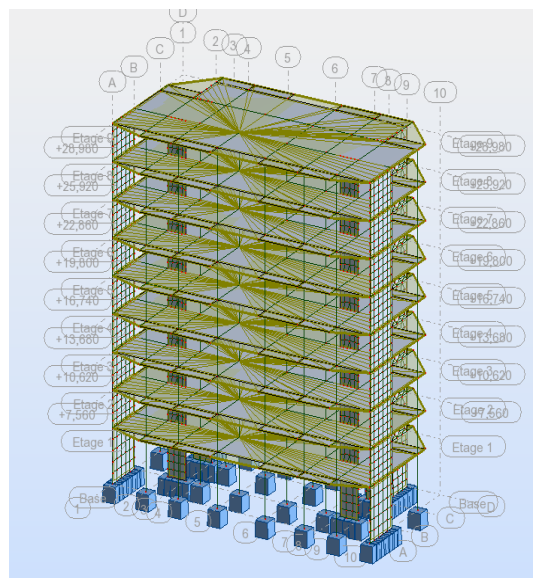


Fig. IV. 25: Structure en 3D après calcul.

2ème Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat.**IV.2.1- Choix de la méthode de calcul (Chapitre IV Art 4.1 RPA 99/ version 2003) :**

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente,
- par la méthode d'analyse modale spectrale,
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.2-Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Chapitre IV Art : 4.1.2 RPA 99/ version 2003) :

Notre bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **28.98 m** implanté à Tizi-Ouzou (Mizrana) qui est une zone **IIa**. Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ». On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

❖ Méthode dynamique modale spectrale :**1) Principe de la méthode :**

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

2) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de : **H = 28.98 m** < 48 m, qui est classer selon le RPA 99 / version 2003 dans le groupe d'usage 2.

3) Classification du site (Art 3.3, RPA 99 / version 2003) :

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implanté sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de **$\sigma_{sol} = 2.00$ bars**.

4) Spectre de réponse de calcul (Art 4.3.3, RPA 99 / version 2003) :

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de

vitesse et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres.

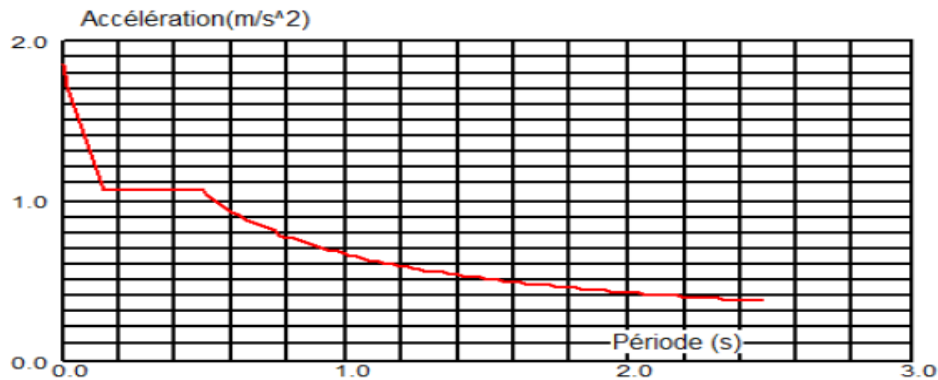


Fig.IV. 26: Spectre de réponse.

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**) (**RPA 99 / version 2003**)

A = 0.15 (Groupe d'usage 2; zone IIa).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2**) (**RPA 99 / version 2003**)

ξ = 7 % (mixte)

R : coefficient de comportement de la structure (**Tab 4.3**) (**RPA 99 / version 2003**) : **R = 5**

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**)

$$\left(\text{RPA 99 / version 2003} \right) \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right. \quad (\text{Site S3})$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.816 > 0.7$$

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4**) (**RPA 99/ version 2003**)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation (Art 3.5, RPA 99 / version 2003)
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

a) Conditions minimales sur les files de contreventement : $P_1 = 0.05$

- Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement..... **Condition non vérifiée.**
- Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à **0,67** ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à **1,0**. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..... **Condition non vérifiée.**

b) Redondance en plan $P_2 = 0.05$:

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5..... **Condition non vérifiée.**

c) Régularité en plan $P_3 = 0$:

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

d) Régularité en élévation $P_4 = 0$

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

e) Contrôle de la qualité des matériaux $P_5 = 0$

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

f) Contrôle de la qualité de l'exécution $P_6 = 0.10$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur le chantier cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

❖ Tableau IV.1 : récapitulatif des conditions du facteur qualité Q.

Critères à vérifier	P_q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	1.2

❖ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

➤ **B.A.E.L 91 Modifiées 99 :** $1,35G + 1,5Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

➤ **Combinaison sismique (Art 5.2 RPA 99 / version 2003) :**

$G + Q \mp E$; $0,8G \mp E$.

G : charges permanentes,

Q : charges d'exploitation non pondérées,

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

3ème Partie : Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99/version 2003.

VI.3.1- Effort normal réduit (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton, $B_c = 0.45 \times 0.50 = 0.225 \text{ m}^2$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel **Robot**,

Clic droit sur la souris, puis « **Tableaux** » pour cocher la case « **Efforts** »,

Double clic sur la case « **Fx** » pour avoir l'ordre décroissant, la valeur de l'effort N_d dans notre cas est : $N_d = 1628.57 \text{ KN}$

❖ Tableau IV.2 : Effort normal donné par Robot.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1628,570	50,136	111,571	11,431	93,553	29,857
Barre	1151	1439	745	1463	1311	1439
Noeud	37	55	529	60	314	55
Cas	6 (C)	5	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	5
Mode		CQC				CQC
MIN	-689,827	-64,885	-112,089	-11,354	-103,207	-36,369
Barre	1439	1439	737	397	195	1439
Noeud	55	55	523	4	148	55
Cas	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

Donc :

$$V = \frac{1628.57}{0.225 \times 25000} = 0.289 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

IV.3.2-Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$ (Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

❖ Tableau IV.3 : valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie Portiques .	0.085
3	autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie .	0.050

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

Donc : $T = 0.05(28.98)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.625\ s}$

Après majoration de la période de **30 %** on a : $\mathbf{T = 0.625 \times 1.3 = 0.812\ s}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Robot :

❖ Tableau IV.4 : période analytique donnée par Robot.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
MAX	31,851	0,686	99,712
Cas	3	3	3
Mode	12	1	12
MIN	1,458	0,031	76,023
Cas	3	3	3
Mode	1	12	1

$T_{RPA} = 0.812\ s \geq T_{Log} = 0.686$ Condition vérifiée.

IV.3.3-Effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t \geq 0.8 V \quad \text{Avec : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$\left. \begin{array}{l} V_t^x = 1163,877 \text{ KN} \\ V_t^y = 1237,890 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ à partir des tableaux donnés par Robot.}$$

❖ Tableau IV.5 : effort tranchant à la base donnée par Robot V_t .

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1166,214	388,030	10950,723	121,156	1305,708	11,365
Somme réactions	1163,877	65,536	0,000	1397,425	23723,907	8837,531
Somme efforts	1163,877	65,535	0,0	1397,442	23724,110	8837,487
Vérification	2327,754	131,071	0,000	2794,867	47448,017	17675,019
Précision	1,49808e-001	5,45591e-007				

Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	232,598	1273,580	12001,421	454,055	116,298	7,220
Somme réactions	65,535	1237,890	0,000	25302,955	1344,374	19050,204
Somme efforts	65,535	1237,892	0,0	25303,274	1344,383	19050,267
Vérification	131,070	2475,782	0,000	50606,229	2688,757	38100,471
Précision	1,49808e-001	5,45591e-007				

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0.8 V}{V_t}$

AN : $A = 0.15$; $Q = 1.2$; $R = 5$

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

W : la masse total d

e la structure donné par

Robot : $W = 19717,953 \text{ KN}$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

T_2 ; périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tab 4.7**), (**RPA 99/ version 2003**)

$T_2 = 0.50 \text{ Site S3}$

T : La période analytique: $\begin{cases} T_x = 0.505 \text{ s} \\ T_y = 0.726 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.816 > 0.7$$

avec: $\xi = 7 \%$

On a pour les deux modes $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

Donc :

$$D_x = 2.5 \times \eta \frac{T_2}{T_x}^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \frac{0.5}{0.505}^{\frac{2}{3}} = 2.026$$

$$D_y = 2.5 \times \eta \frac{T_2}{T_y}^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \frac{0.5}{0.726}^{\frac{2}{3}} = 1.591$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad W = \frac{0.15 \times 2.026 \times 1.2}{5} \times 19717,953 = 1438.15 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad W = \frac{0.15 \times 1.591 \times 1.2}{5} \times 19717,953 = 1129.37 \text{ KN}$$

$$V_{MSE}^x = 0.8 \times 1438.15 = 1150.52 \text{ KN} < V_t^x \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{MSE}^y = 0.8 \times 1129.37 = 903.49 \text{ KN} < V_t^y \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

IV.3.4- Nombre de modes considérer (masse participante) Art 4.3.4 du RPA 99/ version 2003 :

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.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
- Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **9^{ème}** mode dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

Tableau IV.3.1 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,458	0,686	76,023	0,114
3/ 2	1,786	0,560	76,265	67,402
3/ 3	2,434	0,411	76,791	69,864
3/ 4	4,811	0,208	91,180	69,870
3/ 5	8,191	0,122	91,210	89,203
3/ 6	9,836	0,102	96,218	89,234
3/ 7	11,079	0,090	96,235	89,994
3/ 8	16,287	0,061	98,313	89,994
3/ 9	19,233	0,052	98,315	96,016

IV.3.5- Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003 :

Tableau IV.3.2 : Les extrêmes globaux des déplacements.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	6,369	5,665	0,860	0,003	0,003	0,001
Noeud	950	1860	812	1851	2848	1849
Cas	8 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-6,369	-5,756	-0,963	-0,003	-0,003	-0,001
Noeud	950	1860	920	1851	3152	1849
Cas	14 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.3.3: Déplacements absolus suivant l'action sismique E_x .

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,519	0,038	0,519	0,038	0,001	0,000	0,550	0,070	0,0	0,0
4/ 2	1,128	0,091	0,609	0,053	0,002	0,000	1,202	0,168	0,489	0,015
4/ 3	1,825	0,158	0,697	0,066	0,002	0,000	1,954	0,290	1,059	0,035
4/ 4	2,582	0,233	0,757	0,075	0,002	0,000	2,773	0,429	1,708	0,063
4/ 5	3,338	0,311	0,756	0,079	0,002	0,000	3,593	0,575	2,413	0,096
4/ 6	4,062	0,390	0,724	0,078	0,002	0,000	4,381	0,721	3,116	0,133
4/ 7	4,752	0,466	0,690	0,076	0,002	0,000	5,131	0,863	3,790	0,172
4/ 8	5,370	0,538	0,618	0,072	0,002	0,000	5,805	0,997	4,432	0,213
4/ 9	5,915	0,605	0,545	0,067	0,002	0,000	6,400	1,122	5,007	0,254

Tableau IV.3.4: Déplacements absolus suivant l'action sismique E_y .

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,032	0,223	0,032	0,223	0,000	0,000	0,069	0,285	0,0	0,0
5/ 2	0,073	0,544	0,041	0,321	0,000	0,001	0,160	0,695	0,022	0,162
5/ 3	0,124	0,972	0,051	0,428	0,000	0,001	0,276	1,243	0,048	0,394
5/ 4	0,183	1,485	0,059	0,513	0,000	0,002	0,412	1,900	0,078	0,703
5/ 5	0,247	2,058	0,064	0,573	0,000	0,002	0,559	2,634	0,110	1,074
5/ 6	0,313	2,666	0,066	0,608	0,000	0,002	0,713	3,414	0,142	1,487
5/ 7	0,380	3,294	0,067	0,629	0,000	0,002	0,870	4,220	0,174	1,927
5/ 8	0,446	3,925	0,066	0,631	0,000	0,002	1,026	5,030	0,204	2,381
5/ 9	0,509	4,548	0,064	0,622	0,000	0,002	1,177	5,828	0,229	2,836

D'après le **RPA 99/2003**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \quad , \quad \Delta_k \leq 1 \% h_{\text{étage } k}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i y compris l'effet de torsion.

Tableau IV.3.5: Vérification des déplacements inter-étages.

Niveaux	Déplacements des niveaux		Hauteur de l'étage (cm)	Déplacements relatifs des niveaux		1 % $h_{\text{étage}}$ (cm)	Vérification $\Delta U (R)$ $\leq 1\% h_{\text{étage}}$
	U_{max}^x	U_{max}^y		Δ_k^x	Δ_k^y		
8	6.400	5,828	306	0.595	0.798	3.06	Condition vérifiée
7	5,805	5,030	306	0.674	0.810	3.06	Condition vérifiée
6	5,131	4,220	306	0.750	0.806	3.06	Condition vérifiée
5	4,381	3,414	306	0.788	0.780	3.06	Condition vérifiée
4	3,593	2,634	306	0.820	0.734	3.06	Condition vérifiée
3	2,773	1,900	306	0.819	0.657	3.06	Condition vérifiée
2	1,954	1,243	306	0.752	0.548	3.06	Condition vérifiée
1	1,202	0,695	306	0.652	0.410	3.06	Condition vérifiée
RDC	0,550	0,285	450	0.550	0.285	4.50	Condition vérifiée

IV.3.5- Les excentricités (Art 4.2.7 RPA 99 version 2003) :

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
- Excentricité théorique résultant des plans

Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par Robot sont affichées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3.6: Les excentricités théoriques.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	I_x [kgm ²]	I_y [kgm ²]	I_z [kgm ²]	e_{x0} [m]	e_{y0} [m]
1/ 1	Etage 1	213795,322	125 5,971 3,016	125 6,111 3,016	4594538,329	17876453,724	21506803,259	0,000	0,140
1/ 2	Etage 2	158347,589	125 5,980 6,734	125 6,125 6,734	3238836,109	12655416,978	15577098,594	0,000	0,144
1/ 3	Etage 3	158347,589	125 5,980 9,794	125 6,125 9,794	3238486,014	12655066,883	15577098,594	0,000	0,144
1/ 4	Etage 4	149162,581	5 5,993 12,897	5 6,136 12,897	3035303,753	11978887,271	14722503,387	0,000	0,142
1/ 5	Etage 5	149162,581	5 5,993 15,957	5 6,136 15,957	3034953,659	11978537,176	14722503,387	0,000	0,142
1/ 6	Etage 6	149162,581	5 5,993 19,017	5 6,136 19,017	3034603,564	11978187,081	14722503,387	0,000	0,142
1/ 7	Etage 7	141125,699	5 6,006 22,119	5 6,143 22,119	2856266,625	11386018,552	13974771,204	0,000	0,137
1/ 8	Etage 8	141125,699	5 6,006 25,179	5 6,143 25,179	2855916,530	11385668,457	13974771,204	0,000	0,137
1/ 9	Etage 9	141125,699	5 6,006 28,239	5 6,143 28,239	2855566,435	11385318,363	13974771,204	0,000	0,137

Les excentricités accidentelles (e_{x1} ; e_{y1}) sont affichées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3.7: Les excentricités accidentelles.

Etage	Nom	Liste	Couleur	L_x [m]	L_y [m]	e_{x1} [m]	e_{y1} [m]
1	Etage 1	3 1703A1730P9		26,250	14,750	1,313	0,738
2	Etage 2	1P9 1740A1750		26,250	14,750	1,313	0,738
3	Etage 3	P9 1751A1761		26,250	14,750	1,313	0,738
4	Etage 4	P9 1762A1772		26,250	14,750	1,313	0,738
5	Etage 5	P9 1773A1783		26,250	14,750	1,313	0,738
6	Etage 6	P9 1784A1794		26,250	14,750	1,313	0,738
7	Etage 7	P9 1795A1805		26,250	14,750	1,313	0,738
8	Etage 8	39 1806A1816		26,250	14,750	1,313	0,738
9	Etage 9	1711A1738P9		26,250	14,750	1,313	0,738

❖ Remarque:

D'après le RPA, l'excentricité à prendre en compte est la valeur maximum de l'excentricité théorique et accidentelle.

On doit vérifier que : $e = \max(0.05 L_{max}, e_0) \leq e_1$

$$e_{x1} = 1.313 \text{ cm}$$

$$e_{y1} = 0.738 \text{ cm}$$

IV.3.6- Justification de l'interaction portiques-voiles :

D'après l'article du RPA 99-3.4.a version 2003 le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction Portique / voiles :

Charge sismique reprise par les voiles longitudinales est de 4819.635 KN

Charge sismique reprise par les voiles transversales est de 5760.208 KN

Charge sismique reprise par les portiques longitudinales est de 2619.498 KN

Charge sismique reprise par les portiques transversales est de 2301.673 KN

Portiques + Voiles longitudinales = **7439.133 KN** (voiles : **64.79 %** ; portiques: **35.21 %**)

Portiques + Voiles transversales = **13764.066 KN** (voiles : **71.45 %** ; portiques : **28.55 %**)

Conclusion :

Notre structure est à ossature mixte contreventée par (portique + voile).

IV.3.7- L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

« k ». $P_k = \sum (WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant au niveau « k » = $\sum Fi$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ ».

h_k : Hauteur d'étage « k »

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à : $\frac{1}{(1-\theta)}$
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3.8 : Vérification des effets P- Δ dans le sens X-X.

Niveaux	$P_k(\text{KN})$	h_k	SENS X-X				observation
			Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	θ_k	
8	3644.048	306	0.595	466.012	142599.672	0.019	Vérifiée
7	3434.854	306	0.674	332.226	101661.156	0.026	Vérifiée
6	3502.997	306	0.750	272.107	83264.742	0.036	Vérifiée
5	3523.305	306	0.788	237.673	72727.938	0.045	Vérifiée
4	3528.331	306	0.820	204.48	62570.88	0.055	Vérifiée
3	3590.298	306	0.819	171.144	52370.064	0.06	Vérifiée
2	3989.769	306	0.752	154.292	62951.136	0.08	Vérifiée
1	3973.320	306	0.652	105.3	42962.4	0.09	Vérifiée
RDC	4253.336	450	0.550	50.646	24669.312	0.099	Vérifiée

Tableau IV.3.9 : Vérification des effets P- Δ dans le sens Y-Y.

Niveaux	$P_k(\text{KN})$	h_k	SENS Y-Y				observation
			Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	θ_k	
8	3644.048	306	0.798	530.549	162347.994	0.016	Vérifiée
7	3434.854	306	0.810	374.096	114473.376	0.023	Vérifiée
6	3502.997	306	0.806	294.582	90142.092	0.033	Vérifiée
5	3523.305	306	0.780	247.375	75696.75	0.043	Vérifiée
4	3528.331	306	0.734	208.342	63752.652	0.054	Vérifiée
3	3590.298	306	0.657	172.096	52661.376	0.068	Vérifiée
2	3989.769	306	0.548	153.592	62665.536	0.082	Vérifiée
1	3973.320	306	0.410	107.152	43718.016	0.092	Vérifiée
RDC	4253.336	450	0.285	52.856	21565.248	0.095	Vérifiée

On constate que θ_k^x et θ_k^y sont inférieurs à **0,1**. Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

✓ Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié,
- ✓ La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- ✓ Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- ✓ Les effets P- Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

V.1- Ferraillage des poteaux :

V.1. 1-Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1.35 G + 1.5 Q$ à l'ELU
 - $G + Q$ à l'ELS
- } B A E L 91
-
- $G + Q \mp E$
 - $0.8G \mp E$
- } RPA 99 / version 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC) ;
- Section entièrement comprimée (SEC) ;
- Section entièrement tendue (SET) ;
- Section partiellement tendue (SPT).

V.1.2- Recommandations et exigences du RPA :

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

D'après le **RPA 2003 (article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal en zone sismique II_a est limité par :

$$\triangleright 0.8 \% \Leftrightarrow A_{\min} = 0.008 (b \times h)$$

$$\text{Poteaux (50} \times \text{45) : } A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 45 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{40) : } A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{35) : } A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 35 = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{30)} : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 30 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante est limite par :

$$\text{➤ } 4 \% \Leftrightarrow A_{\max} = 0.04 (b \times h)$$

$$\text{Poteaux (50}\times\text{45)} : A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 45 = 90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45}\times\text{40)} : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{35)} : A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{30)} : A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est limite par :

$$\text{➤ } 6 \% \Leftrightarrow A_{\min} = 0.06 (b \times h)$$

$$\text{Poteaux (50}\times\text{45)} : A_{\min} = 0,06 \times 50 \times 45 = 135 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (45}\times\text{40)} : A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 40 = 108 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{35)} : A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{30)} : A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum est de **12 mm**.

La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.7

b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

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.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

ρ_a : 2.5 si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_g \geq 5$

ρ_a : 3.75 si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_g \leq 5$

λ_g : Élanement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \frac{\overline{I}}{B} = \frac{\overline{\frac{bh^3}{12}}}{bh} = \frac{\overline{12}}{h} \times 0.7 L_0$$

Avec : l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0.7 L_0$.

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale $S_t \leq \min (10\emptyset ; 15 \text{ cm})$ en zone II

Dans la zone courante $S_t \leq \min (15\emptyset)$ en zone II

Φ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimums.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3 % ;

Si $\lambda_g \leq 3$ 0.8 % ;

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

V.1.3-Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée :

a) Calcul des armatures longitudinales :

Pour le calcul des armatures longitudinales, on commence par le calcul du centre de pression

$e_u = \frac{M_u}{N_u}$, plusieurs cas peuvent se présenter :

❖ Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c'$
- $N_u (d - c) - M_f \leq 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} b h^2 \times f_{bc}$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures, avec :

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

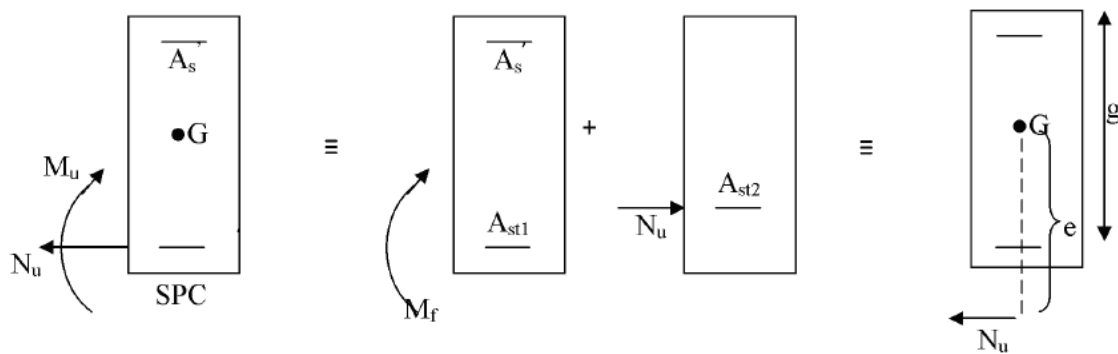


Fig.V. 1.1: Schéma de calcul en flexion composée.

Une armature fictive sera calculée en flexion simple par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}, \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{b d \sigma_{st}}, \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}, \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

Si $\mu_b > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_b b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec:

M_r : moment ultime pour la section simplement Armée

$$A_{stf} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{d - c' \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{d - c' \sigma_{st}} = \frac{M_f - M_r}{d - c' \sigma_{st}}, \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

La section réelle d'armature est: $A_{st} = A_{stf} - A_{sc} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$.

❖ Section entièrement comprimée (S.P.C) :

Une section est entièrement comprimée si:

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$
- $N_u (d - c) - M_f \geq 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} b h^2 \times f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ 1^{er} cas : si } N_u (d - c) - M_f \geq 0.5 - \frac{c'}{h} b h^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - d - 0.5h \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

$$\text{➤ 2^{ème} cas : si } N_u (d - c) - M_f < 0.5 - \frac{c'}{h} b h^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; A_{sc2} = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures.

N : Effort de traction.

$$A_{st1} = \frac{N \times g}{d - c' \times \sigma_{st}} ; A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$$

❖ **Section partiellement tendue (S.P.T) :**

Se sont les mêmes étapes que pour une section partiellement comprimée, avec une différence de signe de signe pour l'équation finale ($A_s = A_{sf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}}$).

Exemple pour une section simplement armée (SSA) :

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{b d \sigma_{st}}, \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}, \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

V.1.4-Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

Tableau V.1.1: extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux dans le Sens longitudinal.

Sens longitudinal					
Niveaux	Section	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	Combinaison
RDC	50×45	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	1628.57	-5.767	ELU
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	56.015	45.327	0,8G-EX
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	907.988	-48.979	G+Q+EX
1.2	45×40	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	1436.037	17.466	ELU
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	29.876	69.528	0,8G-EX
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	128.391	77.905	G+Q+EX
3.4.5	40×45	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	1066.390	20.173	ELU
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	5.556	13.484	EY
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	457.067	73.743	G+Q-EX
6.7.8	35×30	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	533.594	19.291	ELU
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	1.598	11.619	EY
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	175.130	55.366	G+Q-EX

Tableau V.1.2: Extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux dans le Sens transversal.

Sens transversal					
Niveaux	Section	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	Combinaison
RDC	45×50	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	5.290	14,822	G+Q-EY
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-5,382	6,912	G+Q-EY
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-0,731	48,876	G+Q-EX
1.2	40×45	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	11.698	20,160	G+Q+EY
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-11.505	-0,809	G+Q-EY
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-1.471	77.905	G+Q-EX
3.4.5	35×40	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	13,800	7.400	G+Q+EY
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-11.561	-1,425	G+Q-EY
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-1.643	73,536	G+Q-EX
6.7.8	30×35	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	14.481	7,878	G+Q+EY
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-11,210	12,139	G+Q-EY
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-0,710	55,125	G+Q-EX

V.1.5- Ferraillage des poteaux :

Tableau V.1.3 : Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal.

Sens longitudinal										
Niveaux	Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	nature	A_{min} (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	Ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
RDC	50×45	$N_{max} - M_{corr}$	1628.57	-5.767	SPC	18	0	0	8HA14 + 4HA16	20.34
		$N_{min} - M_{corr}$	56.015	45.327	SPC		0	1.99		
		$N_{corr} - M_{max}$	907.988	-48.979	SPC		0	0		
1.2	45×40	$N_{max} - M_{corr}$	1436.037	17.466	SPC	14.4	0	0	8HA14 + 4HA12	16.84
		$N_{min} - M_{corr}$	29.876	69.528	SPC		0	4.52		
		$N_{corr} - M_{max}$	128.391	77.905	SPC		0	3.77		
3.4.5	40×35	$N_{max} - M_{corr}$	1066.390	20.173	SPC	11.2	0	0	8HA14	12.32
		$N_{min} - M_{corr}$	5.556	13.484	SPC		0	0.97		
		$N_{corr} - M_{max}$	457.067	73.743	SPC		0	0.42		
6.7.8	35×30	$N_{max} - M_{corr}$	533.594	19.291	SPC	8.4	0	0	4HA14 + 4HA12	10.68
		$N_{min} - M_{corr}$	1.598	11.619	SPC		0	1.03		
		$N_{corr} - M_{max}$	175.130	55.366	SPC		0	3.09		

Tableau V.1.4 : Ferraillage des poteaux dans le sens transversal.

Sens transversal										
Niveaux	Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A_{min} (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
RDC	45×50	$N_{max} - M_{corr}$	5.290	14.822	SPC	18	0	0.83	8HA14 + 4HA16	20.34
		$N_{min} - M_{corr}$	-5.382	6.912	SPC		0	0.39		
		$N_{corr} - M_{max}$	-0.731	48.876	SPC		0	3.42		
1.2	40×45	$N_{max} - M_{corr}$	11.698	20,160	SPC	14.4	0	1.22	8HA14 + 4HA12	16.84
		$N_{min} - M_{corr}$	-	-0,809	SPC		0	0		
		$N_{corr} - M_{max}$	-1.471	77.905	SPC		0	5.54		
3.4.5	35×40	$N_{max} - M_{corr}$	13,800	7.400	SPC	11.2	0	0.37	8HA14	14.20
		$N_{min} - M_{corr}$	-	-1,425	SPC		0	0		
		$N_{corr} - M_{max}$	-1.643	73,536	SPC		0	6.05		
6.7.8	30×35	$N_{max} - M_{corr}$	14.481	7,878	SPC	8.4	0	0.49	4HA12 + 4HA14	10.68
		$N_{min} - M_{corr}$	-	12,139	SPC		0	0.94		
		$N_{corr} - M_{max}$	-0,710	55,125	SPC		0	5.32		

V.1.6- Vérification a L'ELS :

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

❖ **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

❖ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa (Art A.4.5,2/BAEL 91).}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$Si: e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Si: $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

▪ 1^{er} cas :

$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser}$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I_{xx'}}$$

$$I_{xx'} = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 A_s d - y_{ser}^2 + A'_s y_{ser} - c'^2$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

y_c : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b} c - c' + \frac{90A_s}{b} d - c'$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b} c - c'^2 - 90 \frac{A}{b} d - c'^2$$

$$\text{On conclue : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 \quad t = 0.5 \sqrt{\Delta - q} ; \mu = \sqrt[3]{t} ; y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$$

$$\text{Si : } \Delta \leq 0 \quad \varphi = \arccos \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a \cdot \cos \frac{\varphi}{3} ; y_{c2} = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) ; y_{c3} = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

On retiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < h$$

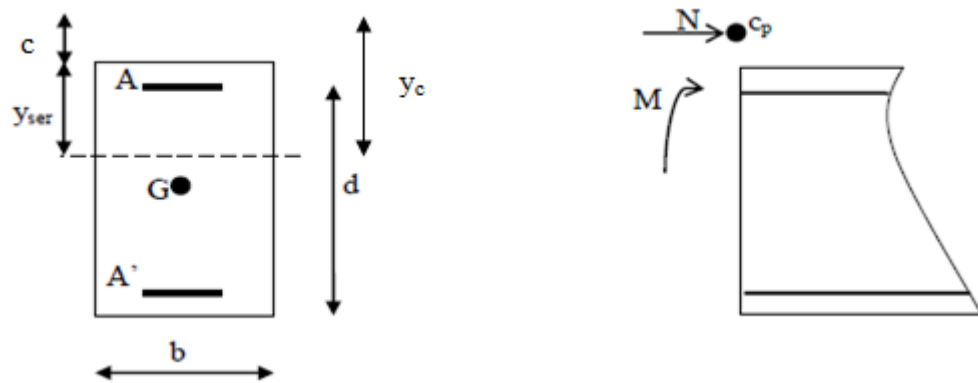


Figure V.1.1: Position du centre de pression.

▪ 2^{ème} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

- La section homogène est : $B_0 = b \times h + 15 A_s + A'_s$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \frac{bh^2}{2} + 15 A_s \cdot c' + A'_s \cdot d \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d' inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} V_1^3 + V_2^3 + 15 A_s V_2 - c'^2 - A'_s V_1 - c'^2$$

$$\sigma_{b1} = \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \leq \sigma_{bc} ; \sigma_{b2} = \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \leq \sigma_{bc}$$

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

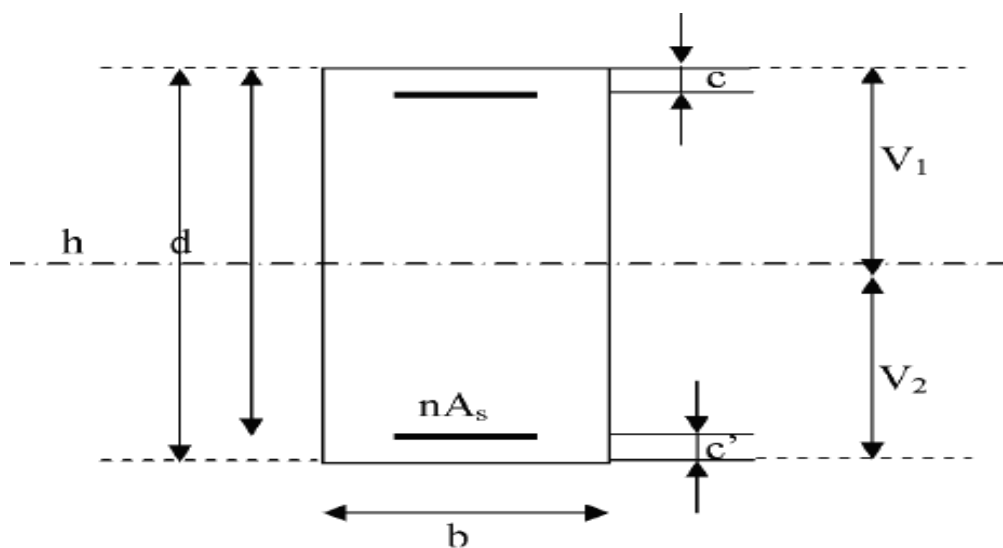


Fig. V.1.2: Section de béton homogénéisée.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Dimension du poteau	N(KN)	M (KN.m)	$e_s(m)$	Obs	σ_{b1} MPa	σ_{b2} MPa	σ_{bc} MPa	Obs
45*50	$N_s^{max} = 1180.81$	$M_s^{cor} = 0.396$	0.0003	SEC	4.38	4.11	15	C.V
	$N_s^{min} = 367.353$	$M_s^{cor} = -4.525$	-0.0123	SEC	1.4	0.84		C.V
	$N_s^{cor} = 520.396$	$M_s^{max} = 15.063$	0.0289	SEC	3.93	0.54		C.V
40*45	$N_s^{max} = 1041.301$	$M_s^{cor} = -1.678$	-0.0016	SEC	3.39	4.74		C.V
	$N_s^{min} = 320.261$	$M_s^{cor} = -4.937$	-0.0154	SEC	0.2	1.49		C.V
	$N_s^{cor} = 437.607$	$M_s^{max} = 25.752$	0.0588	SEC	3.34	0.1		C.V
35*40	$N_s^{max} = 773.508$	$M_s^{cor} = -2.517$	-0.0032	SEC	4.03	3.22		C.V
	$N_s^{min} = 231.475$	$M_s^{cor} = -2.477$	-0.0107	SEC	2.1	1.97		C.V
	$N_s^{cor} = 302.757$	$M_s^{max} = 31.156$	0.1029	SPC	0	3.86		C.V
30*35	$N_s^{max} = 387.594$	$M_s^{cor} = 15.154$	0.0390	SEC	2.7	1.29		C.V
	$N_s^{min} = 112.168$	$M_s^{cor} = -0.257$	-1.0022	SPC	0	2.85		C.V
	$N_s^{cor} = 146.846$	$M_s^{max} = 32.191$	0.2192	SPC	0	7.71		C.V

V.1.7-Vérification a L'ELU :

❖ Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales sont de haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II.
 - Poteaux (**50×45**) : $l_r : 40 \times 1.6 = 64$ cm.
 - Poteaux (**45×40**) : $l_r : 40 \times 1.4 = 56$ cm.
 - Poteaux (**40×35**) : $l_r : 40 \times 1.4 = 56$ cm.
 - Poteaux (**35×30**) : $l_r : 40 \times 1.4 = 56$ cm.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm

❖ **Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \frac{\overline{I}}{B} = \frac{\overline{\frac{bh^3}{12}}}{bh} = \frac{\overline{12}}{h} \times 0.7 L_0$$

λ_g : Élancement géométrique de poteau

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h : hauteur libre du poteau

$h = 450$ cm pour les poteaux du (RDC)

$h = 306$ cm pour les poteaux (étages courants)

$$\text{Poteaux (50} \times \text{45) : } \lambda_g = \frac{\overline{12}}{50} \times 0.7 \times 450 = 21.82$$

$$\text{Poteaux (45} \times \text{40) : } \lambda_g = \frac{\overline{12}}{45} \times 0.7 \times 306 = 16.48$$

$$\text{Poteaux (40} \times \text{35) : } \lambda_g = \frac{\overline{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$$

$$\text{Poteaux (35} \times \text{30) : } \lambda_g = \frac{\overline{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$$

Remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort.

❖ **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \quad \text{soit} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

a) Espacement des armatures transversales :

➤ **Dans la zone nodale :** $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Donc: **$S_t = 10 \text{ cm}$**

- L'effort tranchant max :

$$V_u = 101.393 \text{ KN} \implies A_t = \frac{2.5 \times 101.393 \times 10^3 \times 10}{50 \times 400 \times 10^2} = 1.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans la zone courante :** $S_t \leq 15\phi$

$$S_t \leq (15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

Donc : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

- L'effort tranchant max :

$$V_u = 101.393 \text{ KN} \implies A_t = \frac{2.5 \times 101.393 \times 10^3 \times 15}{50 \times 400 \times 10^2} = 1.90 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la quantité d'armatures :

➤ **En zone nodale :**

$$\text{Poteau } (50 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 30) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$\text{Poteau } (50 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 30) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3 \% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux (50×45) et (45×40). Seront composées de 3 cardes Ø8 ; $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux (40×35) et (35×30). Seront composées de 2 cardes Ø8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221) :**

$$\text{Pour le } \varnothing 16 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 14 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Pour le } \varnothing 12 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

Tableau V.1.6 : Délimitation des zones nodales.

Poteaux	$h' = \max \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}$	
50×45	$h' = \max 60.5 ; 50 ; 45 ; 60 \text{ cm}$	$h' = 65 \text{ cm}$
45×40	$h' = \max 43.5 ; 45 ; 40 ; 60 \text{ cm}$	$h' = 65 \text{ cm}$
40×35	$h' = \max 43.5 ; 40 ; 35 ; 60 \text{ cm}$	$h' = 60 \text{ cm}$
35×30	$h' = \max 43.5 ; 35 ; 30 ; 60 \text{ cm}$	$h' = 60 \text{ cm}$

Avec :

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus.

❖ **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bc} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bc} = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bc} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

$$\tau_{bc} = \frac{101.393 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.43 \text{ MPa} \leq \tau_{bc} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.1.8-Conclusions :

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s \text{ min}}$ correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone II.

Niveaux	Section Des Poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématiques
RDC	50×45	4HA16+8HA14	3 cadres (HA8)	
1.2	45×40	8HA14+4HA12	3 cadres (HA8)	
3.4.5	40×35	8HA14	2 cadres (HA8)	
6.7.8	35×30	4HA14+4HA12	2 cadres (HA8)	

V.2-Ferraillage des poutres :

V.2.1-Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$ à l'ELU
 - $G + Q$ à l'ELS
 - $0.8G \mp E$
 - $G + Q \mp E$
- } B A E L 91
- } RPA 99 / version 2003

V.2.2- Recommandations et exigences du RPA :

❖ Les armatures longitudinales Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres Principales: **(30 x 45)** : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$.
- Poutres Secondaires : **(30 x 40)** : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante.
- **6 %** en zone de recouvrement.

• Poutres principales (30 × 45) :

- Zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$
- Zone recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

• Poutres Secondaires (30× 40) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale des recouvrements est de: $40\varnothing$ en zone II.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveaux des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°).

❖ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :

$$\text{Min } \frac{h}{4} ; 12\emptyset$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec : \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.

V.2.3- Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

Ast : Section d'acier inférieure (tendue),

Asc : Section d'acier supérieure (comprimée),

Mu : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile **d = h - c**,

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

a) Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_b = \frac{M_{ACC}}{bd^2 f_{bu}}$$

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée $A_c = 0$:

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\text{ou bien : } A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

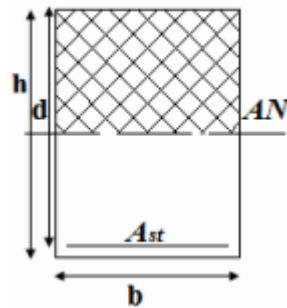


Fig.V.2. 1: Section simplement armée.

2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$\text{Armature tendues : } A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{d - c' \sigma_{st}} \quad ; \quad \text{avec : } M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\text{Armature comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{d - c' \sigma_{st}} \quad ; \quad \text{avec : } \Delta M = M_u - M_l \quad \text{ou bien : } \Delta M = M_{ACC} - M_l$$

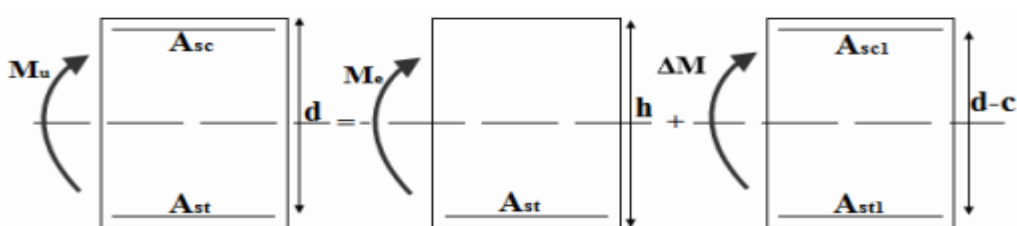


Fig.V.1.2: Section doublement armée.

Remarque :

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau V.2.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	γ_b	γ_s	θ	$\sigma_{st}(MPa)$
Situation Accidentelle	25	400	21.73	1.15	1	0.85	400
Situation Courante	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

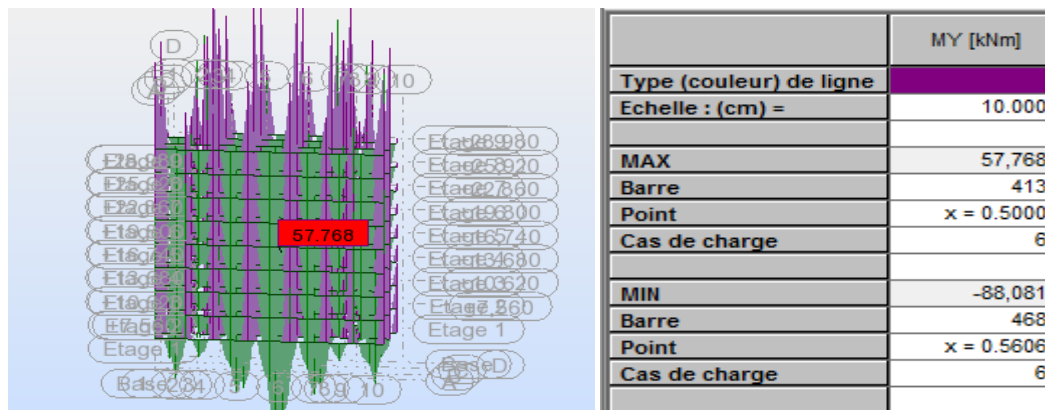
b) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

- Poutre principales (30×45):**

Tableau VI.2.2 : Valeurs extrêmes des moments dans les poutres principales.

	Moments (KN.m)		Élément	Combinaison	Situation
Travée	$M_{\text{Travée}}$	57.768	413	ELU	courante
Appuis	M_{appuis}	88.081	468	ELU	courante

Diagramme des moments aux appuis et en travées :**Fig.V.2 3: Moments extrêmes des poutres principales.**

- Poutres secondaires (30x40):

Tableau V.2.3 : Valeurs extrêmes des moments dans les poutres secondaires.

	Moments (KN.m)		Élément	Combinaison	Situation
Travée	M _{travée}	40.77	1560	G+Q-EY	accidentelle
Appuis	M _{appuis}	47.034	1546	G+Q+EY	accidentelle

Diagramme des moments aux appuis et en travées :

	MY [kNm]
Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	10.000
MAX	40,770
Barre	1560
Point	x = 1.0000
Cas de charge	11
MIN	-47,034
Barre	1546
Point	x = 0.0000
Cas de charge	9

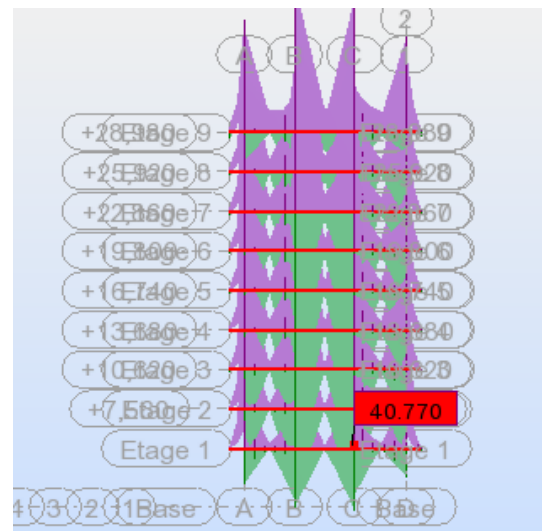


Fig.V.2. 4: Moments extrêmes des poutres secondaires.

V.2.4-Ferraillage des poutres :

✓ Exemple de calcul (poutre principale) :

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.081 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.117 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.117 \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{88.081 \times 10^3}{0.937 \times 42 \times 348} = 6.43 \text{ cm}^2$$

➤ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57,768 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.0768 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu_b = 0.0768 \implies \beta = 0.960$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.768 \times 10^3}{0.960 \times 42 \times 348} = 4.12 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

✓ **Ferraillage des poutres principales (30×45):**

Tableau V.2.4 : Ferraillage des poutres principales.

poutre	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	β	A _{st}	A _{min}	Ferraillage	A _{adopté}
Aux appuis	88.081	0.117	SSA	0.937	6.43	6.75	3HA14 + 3HA12 (chap)	8.01
En travée	57,768	0.0768	SSA	0.960	4.12	6.75	3HA14 + 3HA12 (chap)	8.01

✓ **Ferraillage des poutres secondaires (30×40):**

Tableau VI.5 : Ferraillage des poutres secondaires.

poutre	M _{max} (KN.m)	μ _b	obs	β	A _{st}	A _{min}	Ferraillage	A _{adopté}
Aux appuis	47.034	0.080	SSA	0.958	3.81	6	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8.01
En travée	40.77	0.070	SSA	0.964	3.28	6	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8.01

V.2.5-Vérification à l'ELU :

- ❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifiée 99) :**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la **C N F** : $A_{st} \geq A_{min}$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec :} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

✓ **Poutres principales :** $A_{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{adopté} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_{adopté} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Poutres Secondaires:** $A_{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{adopté} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_{adopté} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u \text{ avec : } T_u^{max} = \text{Efforts tranchant max à l'ELU}$$

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

$$\tau_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau V.2.6 : Vérification aux cisaillements.

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	observation
Principales	T_{\max}	124.51	30	37	1.12	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	47.946	25	32	0.6	3.33	Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant :**✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u^{max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.2.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	T_u (KN)	observation
Principales	T_{\max}	124.51	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	47.946	25	32	25	480	Condition vérifiée

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

$$T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

➤ **Pour les poutres principales:** $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 124.51 - \frac{110,778}{0.9 \times 0.37} = -208.16 < 0$

➤ **Pour les poutres Secondaires:** $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 47.948 - \frac{58,438}{0.9 \times 0.32} = -154.96 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i}$$

$\psi_s = 1.5$; coefficient scellement **HA**

U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Poutres principales :**

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.4) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{124.51 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 282.6} = 1.32 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times (1.2) = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.946 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.1} = 0.736 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.736 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Encrage des armatures (BAEL 91 modifiée 99, Art A.6.1.22) :**

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

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

- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56.43 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16.92 \text{ cm}$

V.2.6- Vérifications du RPA99/ version 2003:❖ **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.

- ✓ Poutres Principales de **(30 x 40)** : $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{adp} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_{adp} = 10.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

- ✓ Poutres Secondaires de (25 x 35) : $A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{\text{adp}} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_{\text{adp}} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

❖ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

✓ **Poutres principales :**

- Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (10 ; 16.8) = 10 \text{ cm}$

Donc: $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$
soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour un cadre et un étrier de diamètre $\phi = 8\text{mm}$, soit :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres Secondaires :**

➤ Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (10 ; 12) = 10 \text{ cm}$

Donc: $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour un cadre et un étrier de diamètre $\phi = 8\text{mm}$, soit :

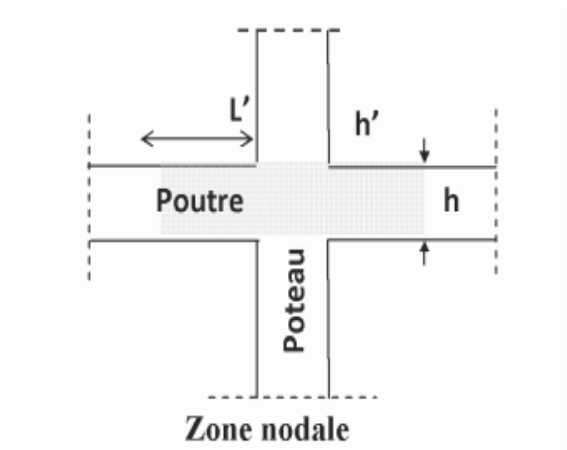
$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) :**

$$L' = 2 \times h$$

Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Poutres Secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$



Remarque :

Figure VI. 5: Zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.7-Vérification à L'ELS :**Tableau V.2.7 : Extrêmes globaux des moments à l'ELS.**

Poutres		Moments (KN.m)		Elément	combinaison	Situation
Poutres principales	Travée	M_{st}	37.091	882	ELS	courante
	Appuis	M_{sa}	-80.680	882	ELS	courante
Poutres Secondaires	Travée	M_{st}	21.684	512	ELS	courante
	Appuis	M_{sa}	-33.002	499	ELS	courante

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de déformation (la flèche) (BAEL 91 modifiée 99, Art B.6.5) :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot.

$$f = \frac{l}{500}$$

On prendra l la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ Poutres principales :

$$f = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$$f_{Robot} = 0.114 \text{ cm} < f = 0.84 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V.$$

➤ Poutres secondaires :

$$f = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{Robot} = 0.067 \text{ cm} < f = 0.66 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V.$$

✓ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

❖ **Vérification des contraintes :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \frac{K_1}{\beta_1} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

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

✓ **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.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

Poutres		Moments à l'ELS (KN.m)		ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Poutres principales	Travée	M_{st}	37.091	0.956	0.863	21.50	8.01	37	145.02	348	Condition Vérifiée	6.75	15	Condition Vérifiée
	Appuis	M_{sa}	-80.680	0.72	0.877	25.65	10.64	37	233.68	348	Condition Vérifiée	9.11	15	Condition Vérifiée
Poutres Secondaires	Travée	M_{st}	21.684	0.85	0.869	23.17	5.56	32	140.25	348	Condition Vérifiée	6.05	15	Condition Vérifiée
	Appuis	M_{sa}	-33.002	0.85	0.869	23.17	5.56	32	213.45	348	Condition Vérifiée	9.21	15	Condition Vérifiée

V.3-Ferraillage des voiles :

V.3.1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

❖ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I** : RDC.
- **Zone II** : 1^{er} et 2^{ème} étages
- **Zone III** : 3, 4^{et} 5^{ème} étage.
- **Zone IV** : 6, 7 et 8^{ème} étage.

V.3.2-Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre en compte sont données ci-dessous :

- | | | |
|-------------------------|---------|---------------------------|
| • 1.35 G + 1.5 Q | à l'ELU | } B A E L 91/ modifier 99 |
| • G + Q | à l'ELS | |

- $0.8G \mp Q$
 - $G + Q \mp E$
- RPA 99 / version 2003

V.3.3-Exposer de la méthode de calcul :

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton

I: moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est données par :

$$d \leq \min \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus du plancher du voile considère.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L_t : Longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

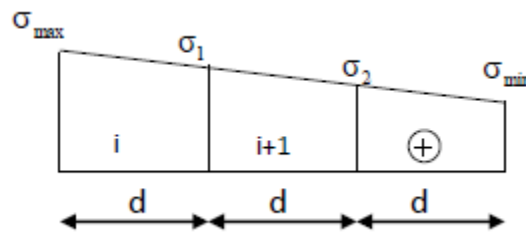


Fig.V.3.1: Section entièrement comprimée.

❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

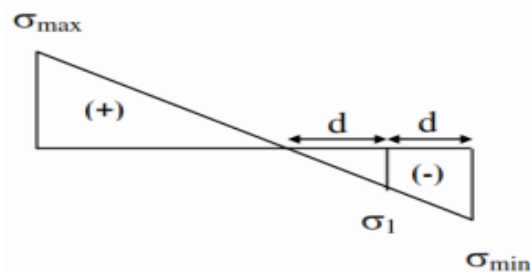


Fig.V.3.2: Section partiellement comprimée.

❖ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

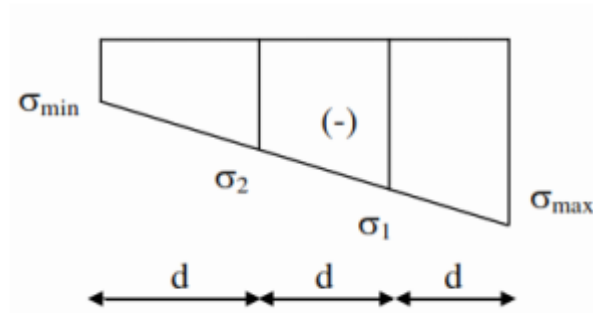


Fig.V.1.3 : Section entièrement tendue.

V.3.4-Calcul des sections d'armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

❖ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

❖ Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

V.3.5-Armatures minimales :

❖ Compression simple (Art A.8.1 ; 21 BAEL91 modifiés99) :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq A_t = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \text{ avec } B : \text{section du béton comprimée.}$$

❖ **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ BAEL .}$$

Avec B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$\text{Donc : } A_{min} \geq \max \frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.2\%B$$

V.3.6- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

❖ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : Section d'armatures horizontales

B : section du béton

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **D'après le RPA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

$$A_H \geq 0.15 \% \times B \text{ Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0.10 \% \times B \text{ En zone courante.}$$

Avec :

A_H : Section d'armatures horizontales

B : section du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

V.3.7-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.3.8-Armatures de coutures (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.9-Dispositions constructives :**❖ Espacement :**

D'après l'Art **7.7.4, 3 du RPA révisé 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} S_t &\leq 1.5 \times e \\ S_t &\leq 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dans notre cas : $S_t \leq \min 30 \text{ cm}, 30 \text{ cm} \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$

Avec:

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Dans notre cas, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ De l'épaisseur du voile.

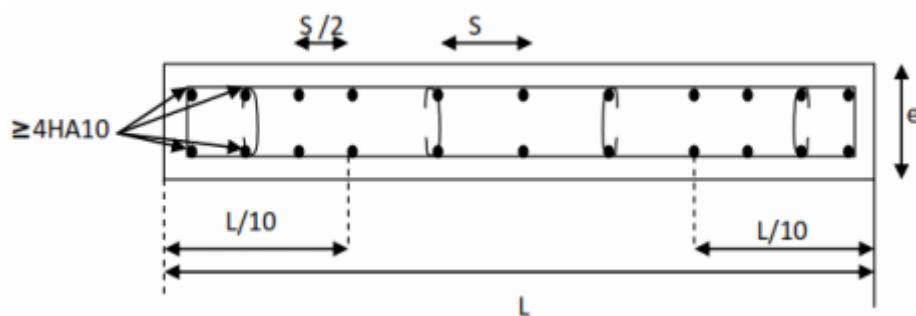


Fig.V.3. 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

V.3.10- Vérifications :**V.3.10.1-Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \sigma_b$$

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.10.2-Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

❖ D'après le RPA (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{avec : } T = 1.4 \times V_u, \text{ calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ D'après le BAEL (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \tau_u \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

V.3.11-Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal $V_{T2} = 4 \text{ m}$ sur la zone 1.

❖ Caractéristiques géométriques :

$$L = 4 \text{ m}; e = 0.25 \text{ m}; B = 1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 1,33 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 2 \text{ m}$$

❖ Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

La section est partiellement comprimée (SPC) $\sigma_{\max} = 1216 \text{ KN/m}^2$
 $\sigma_{\min} = -3188 \text{ KN/m}^2$

❖ Largeur de la zone comprimée et de la zone tendue :

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{1216}{1216 + 3188} \times 4 = 1.1 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4 - 1.1 = 2.9 \text{ m}$$

❖ Calcul de la longueur (d) :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d)

En prend : $d \leq \min \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c$

$$d = 0.73 \text{ m}$$

$$d = 2.17 \text{ m}$$

❖ Détermination de N :

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)} \Rightarrow \sigma_1 = 2385.5 \text{ KN m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 508.58 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 647.07 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

1^{ère} bande :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{508.58}{348 \times 10^{-1}} = 14.61 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{647.07}{348 \times 10^{-1}} = 18.59 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures de couture :**

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{479,474 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 18.46 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{\min} \geq \max \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B = \max \frac{0.73 \times 0.25 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 0.73 \times 0.25$$

$$A_{\min} = \max 9.58; 3.65 = 9.58 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (14.61) + \left(\frac{18.46}{4} \right) = 19.225 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (18.59) + \left(\frac{18.46}{4} \right) = 23.205 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

❖ **Ferraillage adopté :**

$$A_1 = 19.225 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte $2 \times 7\text{HA}14 = 21.56 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_2 = 23.205 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte $2 \times 9\text{HA}14 = 27.72 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{27.72}{4} = 6.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisé 2003 : } A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 25 \times 400 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7\text{HA}12 = 15.83 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min 1.5 e, 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**❖ **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 479.474 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4000} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.53 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

❖ **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{671.264 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4000} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.75\text{MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

❖ Vérification à l' ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15 \times A_v} = \frac{1106.02 \times 10^3}{1 \times 10^6 + 15 \times 27.72 \times 10^2} = 3.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.1 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V.$$

✓ Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.3.1 : Résultats pour les voiles transversaux VT₁.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	H poutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	4,00	4,00	4,00	4,00
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)	1	1	1	1
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	h	4,10	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	479,474	387,729	337,150	227,414
	N _{ser} (kN)	1106,02	1054,43	874,30	484,46
	Vu (kN)	671,264	542,821	472,010	318,380
	σ _{max} (kN/m ²)	1216,000	705,000	294,000	205,000
	σ _{min} (kN/m ²)	3188,000	2574,000	1832,000	770,000
	σ _s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00
	L _c	1,10	0,86	0,55	0,84
	L _t	2,90	3,14	3,45	3,16
	d	0,74	0,57	0,37	0,56
	d _{adopté}	0,74	0,57	0,37	0,56
	d2 = L _t - d _{adopté}	2,16	2,57	3,08	2,60
	σ ₁	2377,333	2104,000	1636,000	633,333
	N ₁	512,22	335,26	159,86	98,35
	N ₂	641,66	675,03	629,47	205,70

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		14,72	9,63	4,59	2,83
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		18,44	19,40	18,09	5,91
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		18,46	14,93	12,98	8,76
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		19,33	13,37	7,84	5,02
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		23,05	23,13	21,33	8,10
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		14,48	15,70	17,23	15,79
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		21.56	18.48	16.08	16.08
	$A'v2 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		24.64	24.86	24.86	24.86
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X7HA14	2X6HA14	2X4HA16	2X4HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X11HA12	2X11HA12	2X11HA12	2X11HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	9	9	13
		Bande 2	19	23	27	23
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		15,00	15,00	15,00	15,00
	AH adopté (cm ²)		15.6	9.36	9.36	9.36
	choix de la section		20HA10	12HA10	12HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	T_b	0,746	0,603	0,524	0,354
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T_u	0,533	0,431	0,375	0,253
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,093	1,054	0,874	0,484

Tableau V.3.2 : Résultats pour les voiles transversaux. VT₂.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	H poutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	3,85	3,85	3,85	3,85
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)	0,9625	0,9625	0,9625	0,9625
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	h	4,10	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	420,090	301,827	253,934	171,644
	N _{ser} (kN)	614,98	791,88	493,24	276,21
	Vu (kN)	588,126	422,558	355,508	240,302
	σ_{\max} (kN/m ²)	2406,000	1763,000	1006,000	251,000
	σ_{\min} (kN/m ²)	3590,000	2934,000	2004,000	748,000
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00
	L _c	1,54	1,45	1,29	0,97
	L _t	2,31	2,40	2,56	2,88
	d	1,03	0,96	0,86	0,64
	d _{adopté}	1,03	0,96	0,86	0,64
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,28	1,44	1,71	2,24
	σ_1	1986,000	1758,667	1333,333	580,667
	N ₁	717,85	565,11	357,86	107,10
	N ₂	316,57	316,90	284,24	162,43
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	20,63	16,24	10,28	3,08
	A _{v2} /bande (cm ²)	9,10	9,11	8,17	4,67
	A _{vj} (cm ²)	16,17	11,62	9,78	6,61
	A'v1/bande/nappe	24,67	19,14	12,73	4,73
	A'v2/bande/nappe	13,14	12,01	10,61	6,32
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	19,31	18,06	16,08	14,41

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		27.72	20.34	18.08	15.82
	A'v2 adopté (cm ²)		27.72	20.34	18.08	15.82
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X9HA14	2X9HA12	2X8HA12	2X7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X9HA14	2X9HA12	2X8HA12	2X7HA12
	ST max		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	10	10	9
		Bande 2	14	16	20	30
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		14,44	14,44	14,44	14,44
	AH adopté (cm ²)		15.6	9.36	9.36	9.36
	choix de la section		20HA10	12HA10	12HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,679	0,488	0,410	0,277
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0,485	0,348	0,293	0,198
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,612	0,823	0,512	0,287

Tableau V.3.3 : Résultats pour les voiles longitudinaux V_{L1} .

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	H poutre(m)	0,45	0,45	0,45	0,45
	hauteur étage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,90	1,90	1,90	1,90
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)	0,475	0,475	0,475	0,475
	He	4,500	3,060	3,060	3,060
	h	4,05	2,61	2,61	2,61
Solicitation de calcul	T(kN)	617,726	478,443	548,300	486,884
	N _{ser} (kN)	931,23	889,89	730,37	396,09
	Vu (kN)	864,816	669,820	767,620	681,638
	σ_{\max} (kN/m ²)	1758,000	1394,000	1197,000	1092,000
	σ_{\min} (kN/m ²)	4711,000	3302,000	2486,000	1551,000
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00
	L _c	0,52	0,56	0,62	0,79
	L _t	1,38	1,34	1,28	1,11
	d	0,34	0,38	0,41	0,52
	d _{adopté}	0,34	0,38	0,41	0,52
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,04	0,96	0,87	0,59
	σ_1	3539,000	2372,667	1688,000	823,000
	N ₁	354,98	266,71	214,79	155,30
	N ₂	459,82	284,71	183,74	60,86
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	10,20	7,66	6,17	4,46
	A _{v2} /bande (cm ²)	13,21	8,18	5,28	1,75
	A _{vj} (cm ²)	23,71	18,42	21,11	18,75
	A'v1/bande/nappe	16,08	12,27	11,45	9,15
	A'v2/bande/nappe	19,16	12,79	10,56	6,44
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	6,92	7,05	7,72	9,81

armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		16.08	16.08	16.08	12.32
	A'v2 adopté (cm ²)		21.56	13.56	13.56	11.3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X4HA16	2X4HA16	2X4HA16	2X4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X7HA14	2X6HA12	2X6HA12	2X5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	9	10	12
		Bande 2	14	16	14	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		7,13	7,13	7,13	7,13
	AH adopté (cm2)		15.6	9.36	9.36	9.36
	choix de la section		20HA10	12HA10	12HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	2,023	1,567	1,796	1,594
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	1,445	1,119	1,283	1,139
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,913	1,873	1,538	0,834

VI- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VI.1-Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VI.2-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VI.3-Dimensionnement des semelles :

VI.3.1-Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $\ll N_{ser} \gg$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol 2.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré .}$$

$$\text{D'ou } B \geq \frac{\overline{N_s}}{\sigma_{sol}}$$

Exemple : $N_s = 1152.558 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN m}^2$ $\Rightarrow B = 2.4 \text{ m}$.

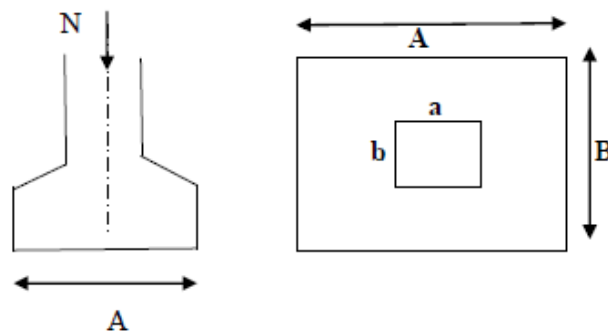


Fig.VI.1: Semelle isolée.

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, on opte donc pour des semelles filantes.

VI.3.2-Semelles filantes :

a) Semelles continues sous voile :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.1 : surface des semelles sous les voiles longitudinaux.

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = L \times B$ (m ²)
VL ₁	-578.490	1.9	1.52	2.888
VL ₂	-574.827	1.9	1.51	2.869
VL ₃	-929.056	1.9	2.44	4.636
VL ₄	-931.229	1.9	2.45	4.655
				S=15.048

Tableau VI.2 : surface des semelles sous les voiles transversaux.

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = L \times B$ (m ²)
VT ₁	-1106.019	4	1.38	5.53
VT ₂	-1105.975	4	1.38	5.53
VT ₃	-614.982	3.85	0.8	3.08
VT ₄	-614.902	3.85	0.8	3.08
				S=14.22

La surface des semelles filantes sous voiles est : $S_V = 29.268 \text{ m}^2$

b) Semelles continus sous poteaux :

❖ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide, elle engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (le portique D-D).

Tableau VI.3 : surface des semelles sous les voiles longitudinaux.

poteaux	N_s (KN)	e_i (m)	$N_s \times e_i$	M_s (KN.m)
C ₁	367.390	13.125	4821.99	4.525
C ₂	281.652	9.725	2739.07	6.689
C ₃	520.396	6.425	3343.54	15.063
C ₄	1180.810	2.425	2863.46	8.360
C ₅	1180.749	-2.425	-2863.32	4.180
C ₆	520.11	-6.425	-3341.71	7.526
C ₇	281.767	-9.725	-2740.18	6.689
C ₈	367.353	-13.125	-4821.51	2.873
Somme	4700.227		1.34	55.905

$$e = \frac{1.34 + 55.905}{4700.227} = 0.012 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0.012 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26.65}{6} = 4.44 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{4700.227}{26.65} \left(1 + \frac{6 \times 0.012}{26.65} \right) = 176.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{4700.227}{26.65} \left(1 - \frac{6 \times 0.012}{26.65} \right) = 175.89 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{4700.227}{26.65} \left(1 + \frac{3 \times 0.012}{26.65} \right) = 176.61 \text{ KN/m}$$

❖ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{176.61}{200} = 0.883 \text{ m} \Rightarrow \text{on prend } B = 1 \text{ m.}$$

$$\text{On aura donc : } S_1 = 1 \times 26.65 = 26.65 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1 \times 8.9 = 8.9 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1 \times 19.85 = 19.85 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1 \times 4 = 4 \text{ m}^2$$

La surface totale de la semelle filante sous poteaux sera donc égale à :

$$S_p = S_1 \times 3 + S_2 \times 8 + S_3 \times 1 + S_4 \times 6 = 26.65 \times 3 + 8.9 \times 8 + 19.85 \times 1 + 4 \times 6 = 195 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 195 + 29.268 = 224.27 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 343.758 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{224.27}{343.758} = 0.6524 = 65.24\%$$

$$S_t > 50\% S_{bat}$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VI.4-Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier présente les caractéristiques suivantes :

- Rigide dans son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol ;
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.4.1-Pré dimensionnement du radier :

❖ **La condition d'épaisseur minimale :**

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

$$h_{min} \geq 25 \text{ cm}$$

❖ **les conditions forfaitaires :**

$$L_{max} = 4.85 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0.6 \leq h \leq 0.97$$

L_{max} : portée maximale

D'après ces conditions, nous adopterons **$h = 80\text{cm}$** .

➤ **Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4.85}{20} = 24.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Nervure (poutre) :** La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n tel-que :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{485}{10} = 50 \text{ cm.}$$

- ❖ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} \times L_{\max}^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$).

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} \times 4.85^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1 \text{ m}$$

Soit : **$h_n = 100 \text{ cm}$.**

- ❖ **La largeur de la nervure :**

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100.$$

$$\Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ on opte pour } b_n = 60 \text{ cm.}$$

- ✓ **Conclusion:**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h_n = 100 \text{ cm}$.**
- Largeur de la nervure: **$b_n = 60 \text{ cm}$.**
- Hauteur de la dalle: **$h_d = 30 \text{ cm}$.**
- Dalle flottante : **$h = 10 \text{ cm}$.**

VI.4.2-Calcul des charges nécessaires au radier :

- a) **Le poids de la structure :**

Charge permanente : **$G_t : 18669.572 \text{ KN}$**

Charge d'exploitation : **$Q_t : 5241.902 \text{ KN}$**

b) Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 18669.572 + 1.5 \times 5241.902 = \mathbf{33066.77 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 18669.572 + 5241.902 = \mathbf{23911.47 \text{ KN}}$$

c) Détermination de la surface du radier :

- Etat Limite Ultime : $S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{33066.77}{1.33 \times 200} = \mathbf{124.31 \text{ m}^2}$

- Etat Limite de Service : $S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{23911.47}{200} = \mathbf{119.55 \text{ m}^2}$

$$S_{radier} = \text{Max } S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS} = \text{Max } 124.31 ; 119.55 = \mathbf{124.31 \text{ m}^2}$$

$$S_{bâtiment} = 343.758 \text{ m}^2 > S_{radier} = \mathbf{124.31 \text{ m}^2}$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose les règles de BEAL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} = \max \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{deb} = \mathbf{50 \text{ cm}}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec :

$$S_{deb} = 26.65 \times 0.5 \times 2 + 12.90 \times 0.5 \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = \mathbf{40.55 \text{ m}^2}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 343.78 + 40.55 = \mathbf{384.33 \text{ m}^2}$$

VI.4.3-Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes**

- Poids du bâtiment :**

$$G_{bâtiment} = \mathbf{18669.572 \text{ KN}}$$

- Poids du radier :**

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

➤ **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{dalle} = 384.33 \times 0.3 \times 25 = \mathbf{2882.47 \text{ KN}}$$

➤ Poids des nervures :

$$P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{beton}$$

$$P_{ner} = 0.6 \times 1 - 0.3 \times (26.65 \times 3 + 19.85 \times 1 + 12.9 \times 6 + 8.90 \times 2) \times 25 \\ = 2038.52 \text{ KN}$$

➤ Poids du TVO:

$$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$P_{TVO} = 384.33 - 117 \times 1.00 - 0.3 \times 17 = 3181.227 \text{ KN}$$

Avec :

$$\text{Poids volumique du TVO : } \rho_{TVO} = 17 \text{ KN} / m^3$$

La surface des nervures :

$$S_{ner} = 0.6 \times 26.65 \times 3 + 19.85 \times 1 + 12.9 \times 6 + 8.90 \times 2 = 117 \text{ m}^2$$

➤ Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{radier} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_{beton}$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = 384.33 - 117 \times 0.1 \times 25 = 668.32 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } G_{radier} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{radier} = 8770.53 \text{ KN}$$

b) Surcharge du bâtiment et du radier :

$$Q_{bat} = 5241.902 \text{ KN}$$

$$Q_{rad} = 2.5 \times 384.33 = 960.82 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure :

$$G_{total} = G_{bâtiment} + G_{radier} = 18669.572 + 8770.53 = 27440.10 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = Q_{bat} + Q_{rad} = 5241.902 + 960.82 = 6202.722 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 27440.10 + 1.5 \times 6202.722 = 46348.218 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 27440.10 + 6202.722 = 33642.822 \text{ KN}$$

VI.4.4-Vérifications :

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \tau_u = \min \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u^{tot} \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{46348.218 \times 1}{384.33} \times \frac{4.85}{2} = 292.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{292.44 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier :

✓ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum siX_i}{\sum si} = 13.325 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum siY_i}{\sum si} = 6.067 \text{ m}$$

Avec: S_i : aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

✓ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{26.65 \times (12.9)^3}{12} - \frac{3.4 \times (4)^3}{12} \times 2 = 4731.17 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12.9 \times (26.65)^3}{12} - \frac{4 \times (3.4)^3}{12} \times 2 = 20189.77 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment.

T : Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xx} ; **I_{yy}** : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

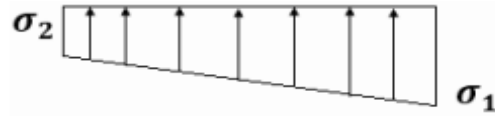


Fig.VI.4.1: Diagramme des contraintes.

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V$$

a) Sens longitudinal :

➤ **A L'ELU :**

$$M_x = M_0^x + (T_0^x \times h) = 23723.907 + (10950.723 \times 1) = 34674.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{46348.218}{384.33} + \frac{34674.63}{20189.77} \times 13.325 = 143.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{46348.218}{384.33} - \frac{34674.63}{20189.77} \times 13.325 = 97.71 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 143.47 + 97.71}{4} = 132.03 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 132.03 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A L'ELS:**

$$M_x = M_0^x + (T_0^x \times h) = 23723.907 + (10950.723 \times 1) = 34674.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{33642.822}{384.33} + \frac{34674.63}{20189.770} \times 13.325 = 110.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{33642.822}{384.33} - \frac{34674.63}{20189.770} \times 13.325 = 64.65 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 110.41 + 64.65}{4} = 98.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 98.97 \text{ KN.m} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal :

➤ A L'ELU :

$$M_y = M_0^y + (T_0^y \times h) = 25302.95 + (12001.421 \times 1) = 37304.371 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{46348.218}{384.33} + \frac{37304.371}{4731.17} \times 6.067 = 168.42 \text{ KN m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{46348.218}{384.33} - \frac{37304.371}{4731.17} \times 6.067 = 72.76 \text{ KN m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 168.42 + 72.76}{4} = 144.50 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 144.50 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A L'ELS:

$$M_y = M_0^y + (T_0^y \times h) = 25302.95 + (12001.421 \times 1) = 37304.371 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{33642.822}{384.33} + \frac{37304.371}{4731.17} \times 6.067 = 135.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{33642.822}{384.33} - \frac{37304.371}{4731.17} \times 6.067 = 39.7 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 135.36 + 39.7}{4} = 111.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 111.44 \text{ KN m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

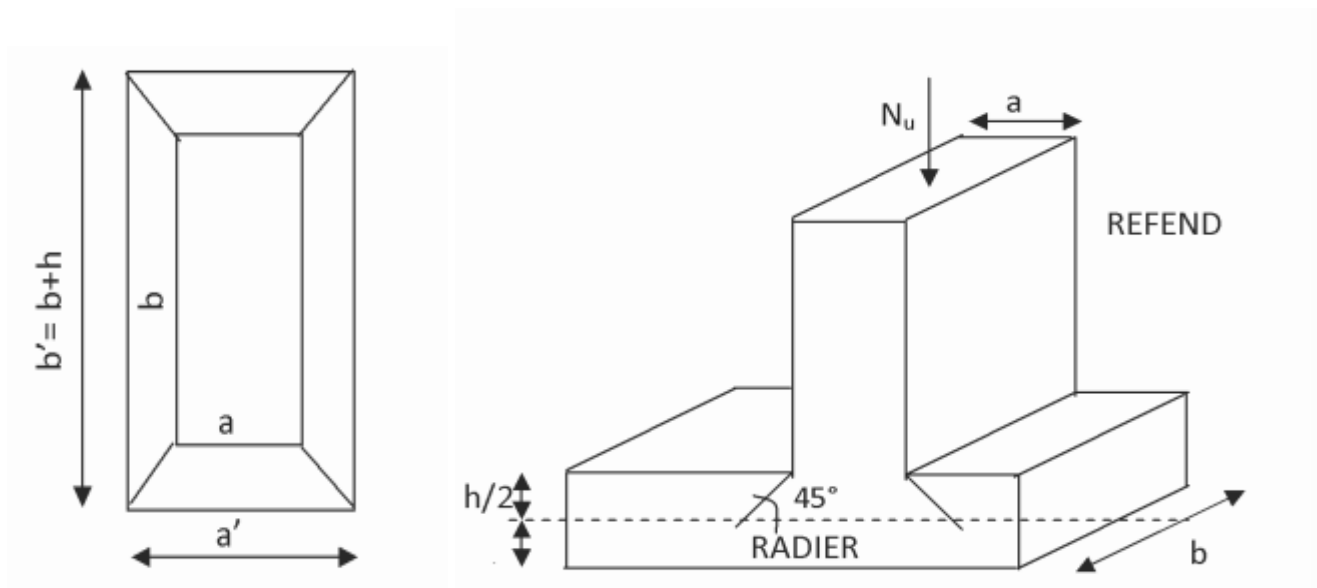


Fig.VI.4.2: Périmètre utile des voiles et des poteaux.

h : Hauteur de la nervure égale à 1 m.

• **Calcul du périmètre utile μ_c :**

➤ **Poteau (le poteau le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 a' + b' = 2 a + b + 2h = 2 \times 0.45 + 0.50 + 2 \times 1 = 5.9 \text{ m.}$$

$$N_u = 1628.570 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 5.9 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4425 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Voile (le voile le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 a' + b' = 2 a + b + 2h = 2 \times 0.25 + 1 + 2 \times 1 = 6.5 \text{ m.}$$

$$N_u = 1531.611 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7312.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \text{ Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

P : poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1.5$: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau (**$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$**).

Z : profondeur de l'infrastructure (**$h = 1 \text{ m}$**).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 384.33 \times 1 = 5764.9 \text{ KN}$$

$$P = 18669.572 \text{ KN}$$

$$P = 18669.572 \text{ KN} > P' = 5764.9 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

✓ Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ **Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003) :**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} .$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{34674.63}{33642.822} = 1.03 \text{ m} < \frac{26.65}{4} = 6.662 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{37304.371}{33642.822} = 1.10 \text{ m} < \frac{12.9}{4} = 3.22 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

VI.4.5-Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

VI.4.5.1-Ferraillage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0.4 \Rightarrow$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

2^{eme} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

- **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{4.85} = 0.94 \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{matrix}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A L'ELU :

$$q_u^m = \sigma_m \text{ ELU} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 144.5 - \frac{8770.53}{384.33} \times 1 = 121.67 \text{ KN/m}$$

A L'ELS:

$$q_s^m = \sigma_m \text{ ELS} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 111.44 - \frac{8770.53}{384.33} \times 1 = 88.61 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

$$M_x = 0.0419 \times 121.67 \times 4.6^2 = 107.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.864 \times 107.87 = 93.20 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75**: pour les moments en travées,
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

- Moment aux appuis : $M_x^a = 0.5 \times 107.87 = 53.935 \text{ KN.m}$
 $M_y^a = 0.5 \times 93.20 = 46.600 \text{ KN.m}$

- Moment en travées : $M_x^t = 0.75 \times 107.87 = 80.900 \text{ KN.m}$
 $M_y^t = 0.75 \times 93.20 = 69.900 \text{ KN.m}$

❖ Ferrailage à ELU :

a) Sens longitudinale :

➤ Aux appuis :

$$\mu_{appuis} = \frac{M_{ux}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{53.935 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.060 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.969$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53.935 \times 10^3}{0.969 \times 25 \times 348} = 6.39 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **6HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 9.24 \text{ cm}^2$; avec : **S_t = 20 cm**.

➤ En travées :

$$\mu_{travée} = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{80.900 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.092 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.092 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.952$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{80.900 \times 10^3}{0.952 \times 25 \times 348} = 9.76 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **6HA16** $\Rightarrow A_{ad}^x = 12.05 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Sens transversale :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_{appuis} = \frac{M_{uy}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{46.600 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.052 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.973$$

$$A_x^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{46.600 \times 10^3}{0.973 \times 25 \times 348} = 5.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **6HA12** $\Rightarrow A_{ad}^x = 6.79 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{uy}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{69.900 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.078 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.078 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.959$$

$$A_x^a = \frac{M_{uy}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{69.900 \times 10^3}{0.959 \times 25 \times 348} = 8.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **6HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 9.24 \text{ cm}^2$; avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau VI.4.1 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

Sens	zone	M (KN.m)	μ	β	Ferraillage	S_t (cm)	Section (cm ²)
Longitudinal	Aux appuis	53.935	0.060	0.969	6HA14	20	9.24
	En travée	80.900	0.092	0.952	6HA16	20	12.05
Transversal	Aux appuis	46.600	0.052	0.973	6HA12	20	6.79
	En travée	69.900	0.078	0.959	6HA14	20	9.24

a) Vérification à L'ELU :

❖ Condition du non fragilité du béton de la section minimal :

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho)}{2} ; \text{ avec : } \omega_x = \frac{A_{min}}{bh} , \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min} \geq \frac{bh \omega_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \frac{3 - 0.94}{2} = 2.47 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans le deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

➤ Aux appuis :

$$A_{ad}^x = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

$$A_{ad}^y = 12.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

➤ En travée :

$$A_{ad}^x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

$$A_{ad}^y = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

❖ Espacement des armatures (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}.$$

✓ Sens longitudinal :

$$S_t^{max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

✓ Sens transversal :

$$S_t^{max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

b) Vérification à L'ELS :

❖ Evaluation des moments M_x ; M_y :

✓ Sens longitudinal :

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0419 \times 88.61 \times 4.6^2 = 78.561 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^x = 0.5 \times 78.561 = 39.280 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^x = 0.75 \times 78.561 = 58.921 \text{ KN.m}$$

✓ **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.864 \times 78.561 = 67.876 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^y = 0.5 \times 67.876 = 33.938 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^y = 0.75 \times 67.876 = 50.907 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie la condition suivante :

$$a = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VI.4.2: Vérification des contraintes dans le béton.

		M_u	M_s	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens (x-x)	appuis	53.935	39.280	0.044	1.38	0.0562	0.44	CV
	travée	80.900	58.921	0.066	1.38	0.0854	0.44	CV
Sens (y-y)	appuis	46.600	33.938	0.038	1.38	0.0485	0.44	CV
	travée	69.900	50.907	0.057	1.38	0.0747	0.44	CV

✓ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à L'ELS.

VI.4.5.2-Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

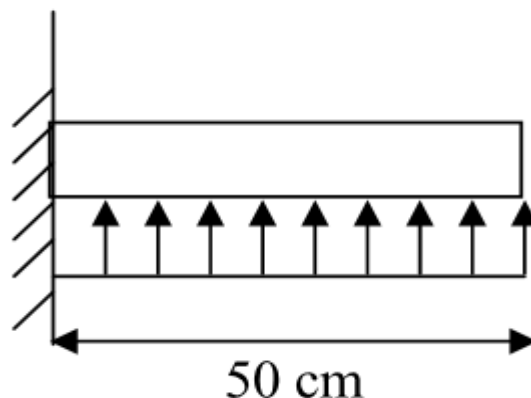


Fig.VI.4.2: Schéma statique du débord.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, alors le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI.4.5.3-Ferraillage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$.

À L'ELU : $q_u = 121.67 \text{ KN/m}$

À L'ELS : $q_s = 88.61 \text{ KN/m}$

❖ Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilise **ETABS**.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

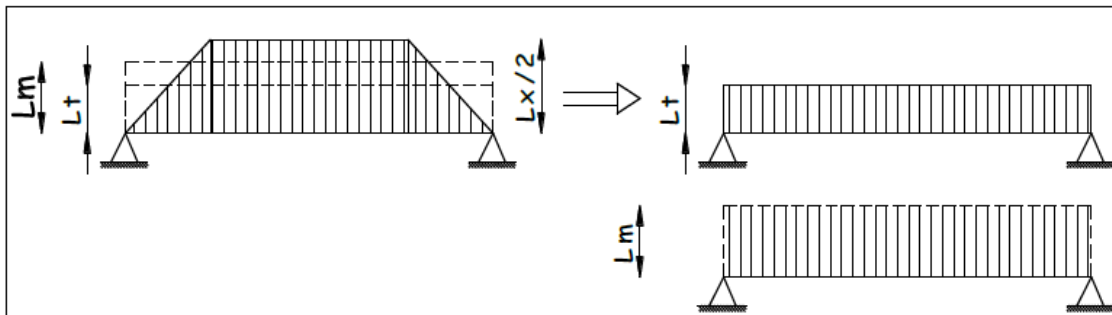


Fig.VI.4.2: Présentation du chargement simplifié.

1) Cas de chargement trapézoïdal :

➤ Effort tranchant :

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

➤ Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

2) Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

➤ Effort tranchant :

$$L_t = 0.25L_x$$

➤ Moment fléchissant :

$$L_m = 0.333L_x$$

❖ Calcul de L_t et L_m :

$$L_t = 4.6 \cdot 0.5 - \frac{0.94}{4} = 1.22 \text{ m.}$$

$$L_m = 4.6 \cdot 0.5 - \frac{0.94^2}{6} = 1.62 \text{ m.}$$

❖ Calcul des charges simplifiées :

➤ à l'ELU : $q_u^M = q_u \times L_m = 121.67 \times 1.62 = 197.105 \text{ KN m}$

$$q_u^T = q_u \times L_t = 121.67 \times 1.22 = 148.437 \text{ KN m}$$

➤ à l'ELS : $q_s^M = q_s \times L_m = 88.61 \times 1.62 = 143.548 \text{ KN m}$

$$q_s^T = q_s \times L_t = 88.61 \times 1.22 = 108.104 \text{ KN m}$$

❖ Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

✓ Sens longitudinale « X-X » :

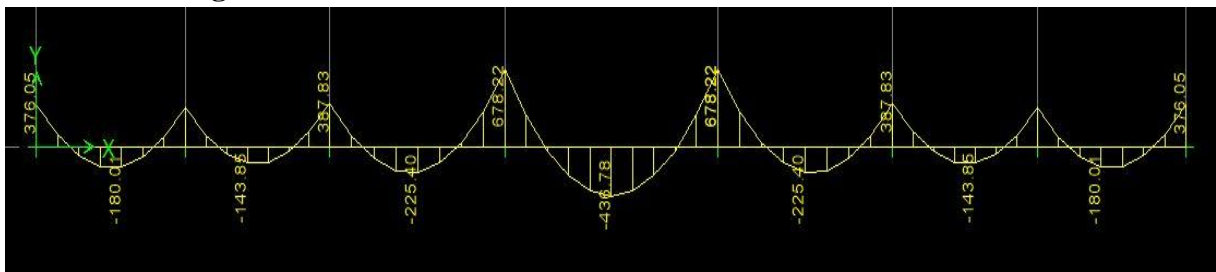


Fig.VI.4.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens X-X.

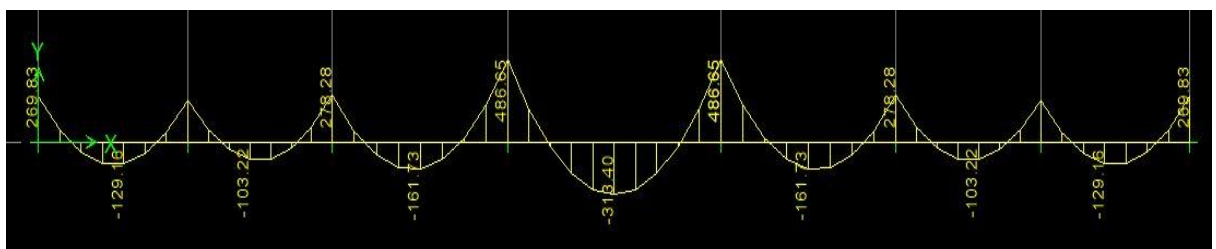


Fig.VI: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens X-X.

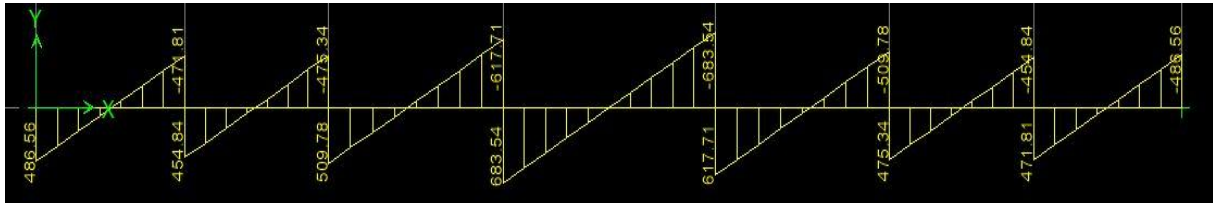


Fig.VI: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens X-X.

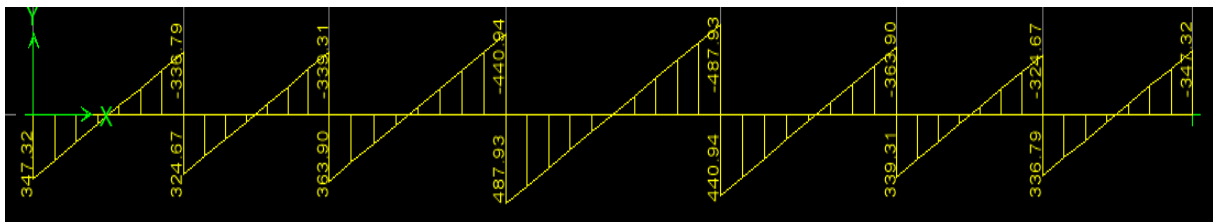


Fig.VI: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens X-X.

✓ Sens transversal « Y-Y »

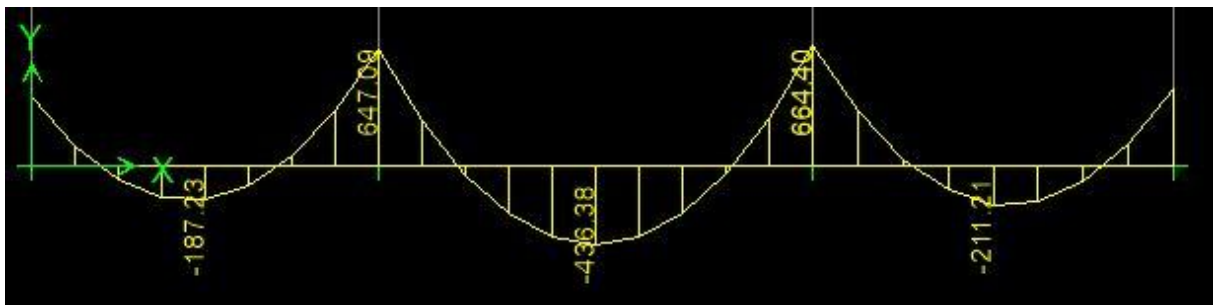


Fig.VI: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens Y-Y.

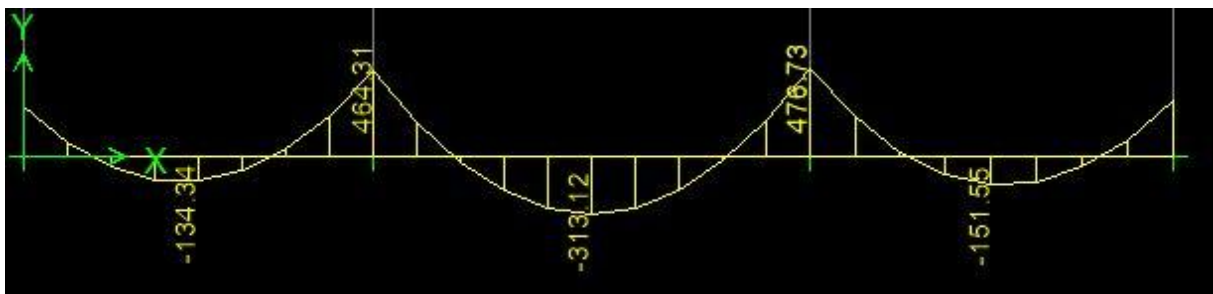


Fig.VI: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens Y-Y.

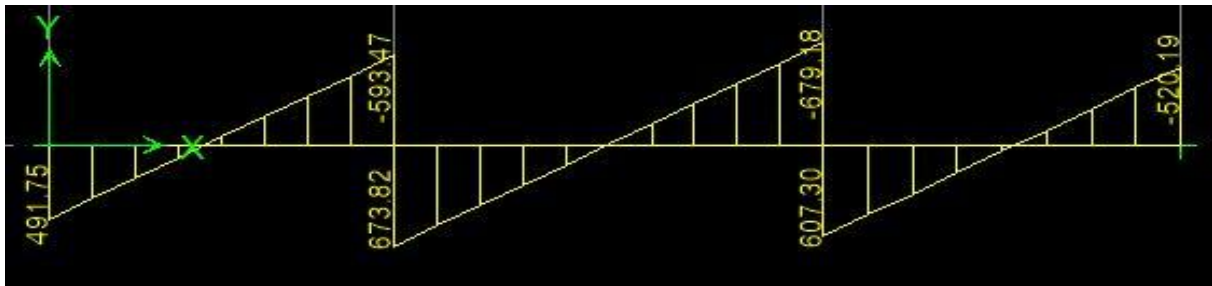


Fig.VI: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.

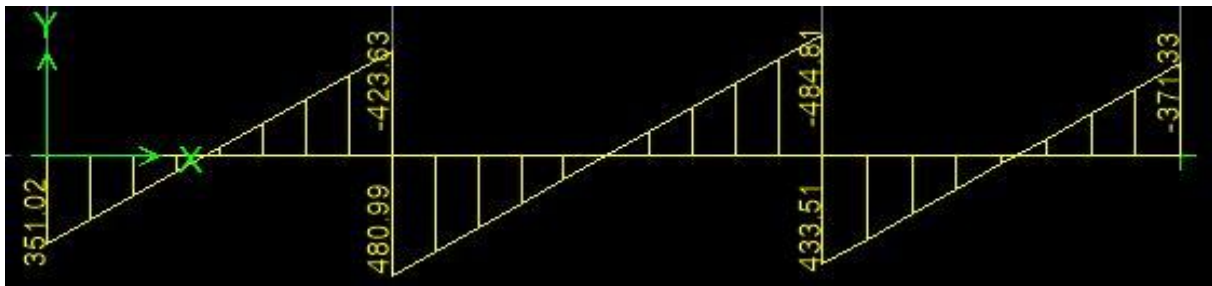


Fig.VI: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y.

N.B : les diagrammes des moments sont renversés, M_t en fibrés supérieure et M_a en fibre inférieure.

❖ **Récapitulatif des moments et des efforts tranchant :**

3) Sens longitudinales « x-x » :

Tableau VI: Moments fléchissant sens x-x.

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
M_{app} (KN.m)	387.83	486.65
$M_{travée}$ (KN.m)	-436.78	-313.40

Tableau VI: Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN)	-683.54	-487.93
T_{inf} (KN)	683.54	487.93

4) Sens longitudinales « y-y » :

Tableau VI: Moments fléchissant sens y-y.

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
M_{app} (KN.m)	664.40	476.73
$M_{travée}$ (KN.m)	-436.38	-313.12

Tableau VI: Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN)	-679.18	-484.81
T_{inf} (KN)	673.82	480.99

VI.4.5.4 Exemple de calcul :

L'exemple de calcul est fait sur le sens longitudinal (x-x) comme suit:

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_{appui} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{387.83 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = \mathbf{0.050} < \mu_l = \mathbf{0.392}$$

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

$$\mu = \mathbf{0.050} \rightarrow (\text{du tableau}) \beta = \mathbf{0.974}$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{387.83 \times 10^3}{0.974 \times 95 \times 348} = \mathbf{12.04 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armatures **5HA14**(filantes) + **5HA14**(chapeaux), $A_{ad}^x = \mathbf{15.40 \text{ cm}^2}$, avec $S_t = \mathbf{12 \text{ cm}}$.

➤ **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{436.78 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = \mathbf{0.056} < \mu_l = \mathbf{0.392}$$

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

$$\mu = \mathbf{0.056} \rightarrow (\text{du tableau}) \beta = \mathbf{0.971}$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{436.78 \times 10^3}{0.971 \times 95 \times 348} = \mathbf{13.60 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armatures **5HA14** + **5HA14**(chapeaux), $\Rightarrow A_{ad}^x = \mathbf{15.40 \text{ cm}^2}$ avec $S_t = \mathbf{12 \text{ cm}}$.

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens, les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

$$b = 60\text{cm} \quad d = 95\text{cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

a) Armature longitudinal :

✓ Sens longitudinale « X-X » :

Tableau VI.: Armature longitudinal dans le sens longitudinal (x-x).

		M (KN.m)	μ	β	A calculer (cm ²)	Choix	A adopté (cm ²)	S _t (cm)
Sens X-X	Appuis	387.83	0.050	0.974	12.04	5HA14 (fil) +5HA14 (chap)	15.40	12
	travée	-436.78	0.056	0.971	13.60	5HA14(fil) + 5HA14(chap)	15.40	12

✓ Sens transversale « Y-Y » :

Tableau VI.: Armature longitudinal dans le sens transversal (y-y).

		M KN.m	μ	β	A calculer (cm ²)	Choix	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)
Sens Y-Y	Appuis	664.40	0.086	0.955	21.04	6HA16 (fil) + 6HA14 (chap)	21.30	10
	travée	-436.38	0.056	0.971	13.59	6HA16 (fil) + 6HA14 (chap)	21.30	10

b) Armatures transversale :

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \geq 8 \text{ mm.}$$

➤ Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :

En zone nodale :

En zone courante :

$$S_t < \min \frac{h}{4}; 12\phi_l = \min 25 ; 16.8$$

$$S_t \leq \frac{h}{1} = 50 \text{ cm}$$

Soit : S_t = 10 cm.Soit S_t = 15 cm.

➤ Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

c) Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces

armatures , on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : **2HA14** avec $A_p = 3.08 \text{ cm}^2$

1) Vérification à L'ELU :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

✓ Sens longitudinale « X-X » :

$$\tau_u = \frac{683.54 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.20 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

✓ Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{679.18 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.19 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

2) Vérification à L'ELS :

❖ Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28}$$

Art. A. 4.5, 2 BAEL91 .

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

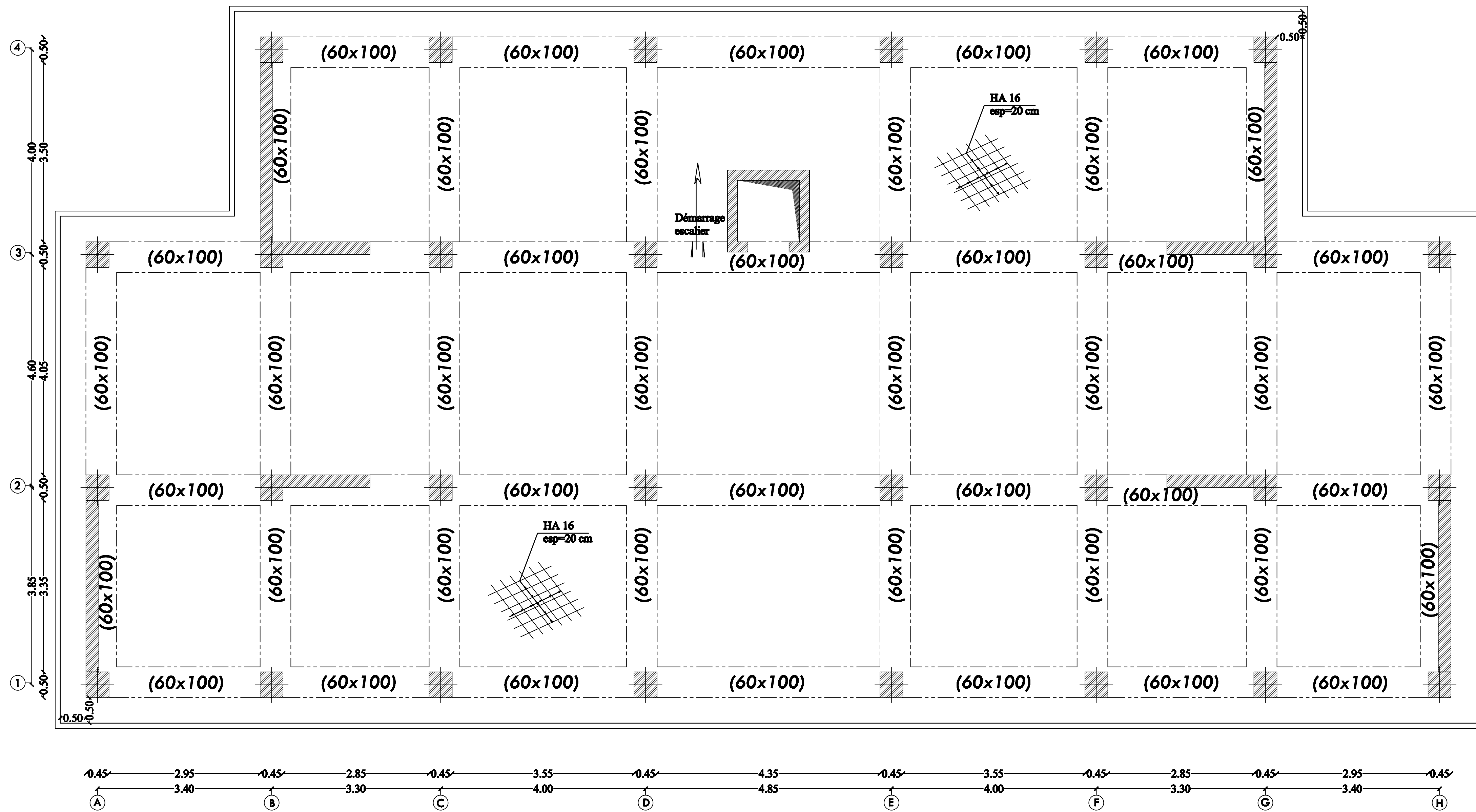
Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

Tableau VI: Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier.

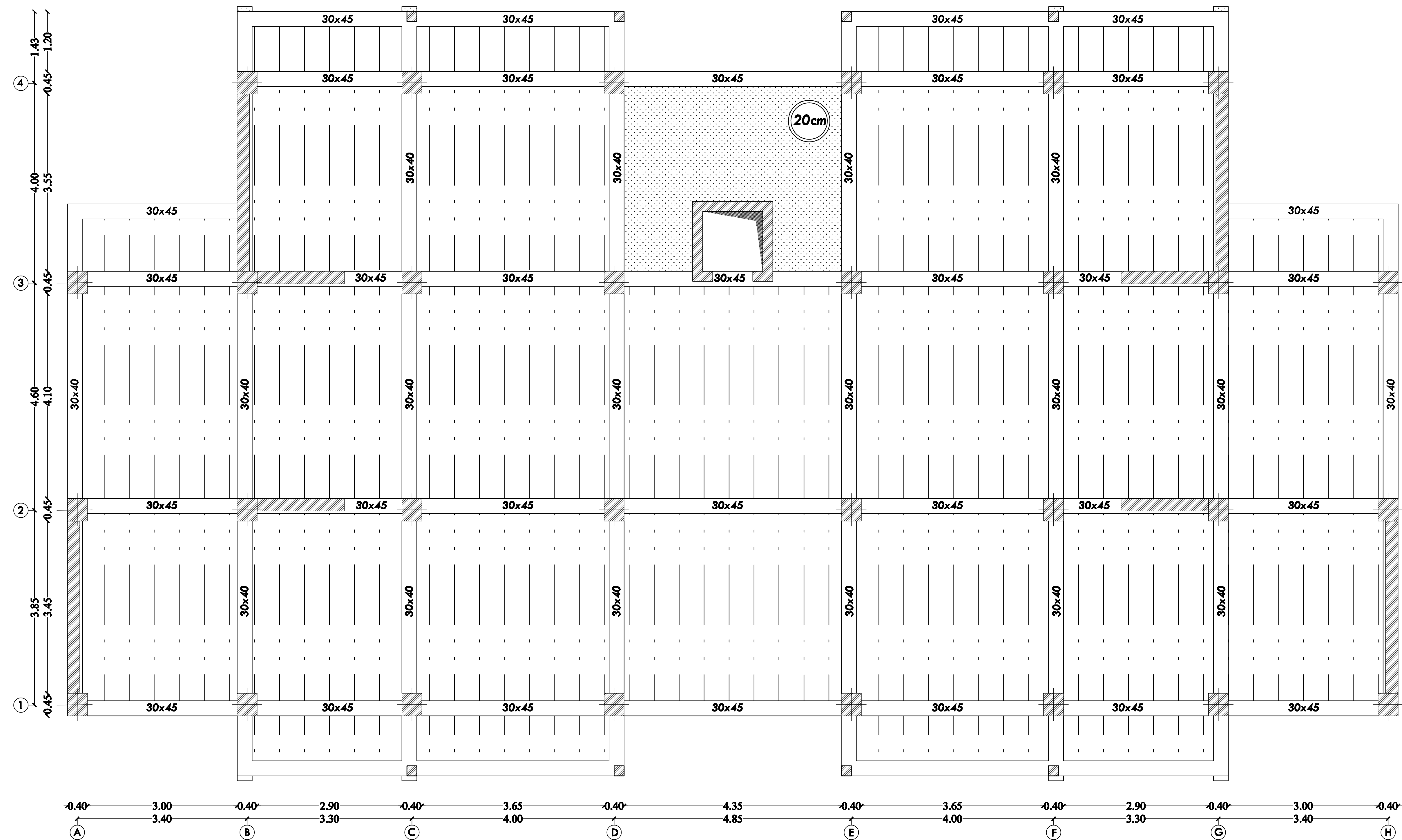
sens	Zone	$M_s(KN.m)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b(MPa)$	Obs
X-X	Appuis	486.65	242	348	5.29	15	C.V
	Travée	-313.40	257.4	348	3.81	15	C.V
Y-Y	Appuis	476.73	246	348	6.97	15	C.V
	Travée	-313.12	219.7	348	5.79	15	C.V

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les ferrailages adoptés sont suffisants.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mr: HADJ ALI Abdesselam Mr: HADJ CHAIB Ahmed	TITRE <i>COFFRAGE DU RADIER</i>
DIRIGE PAR: Mme: AKMOUSSI	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE: 1 / 50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Mr: HADJ ALI Abdesselam
Mr: HADJ CHAIB Ahmed

DIRIGE PAR:

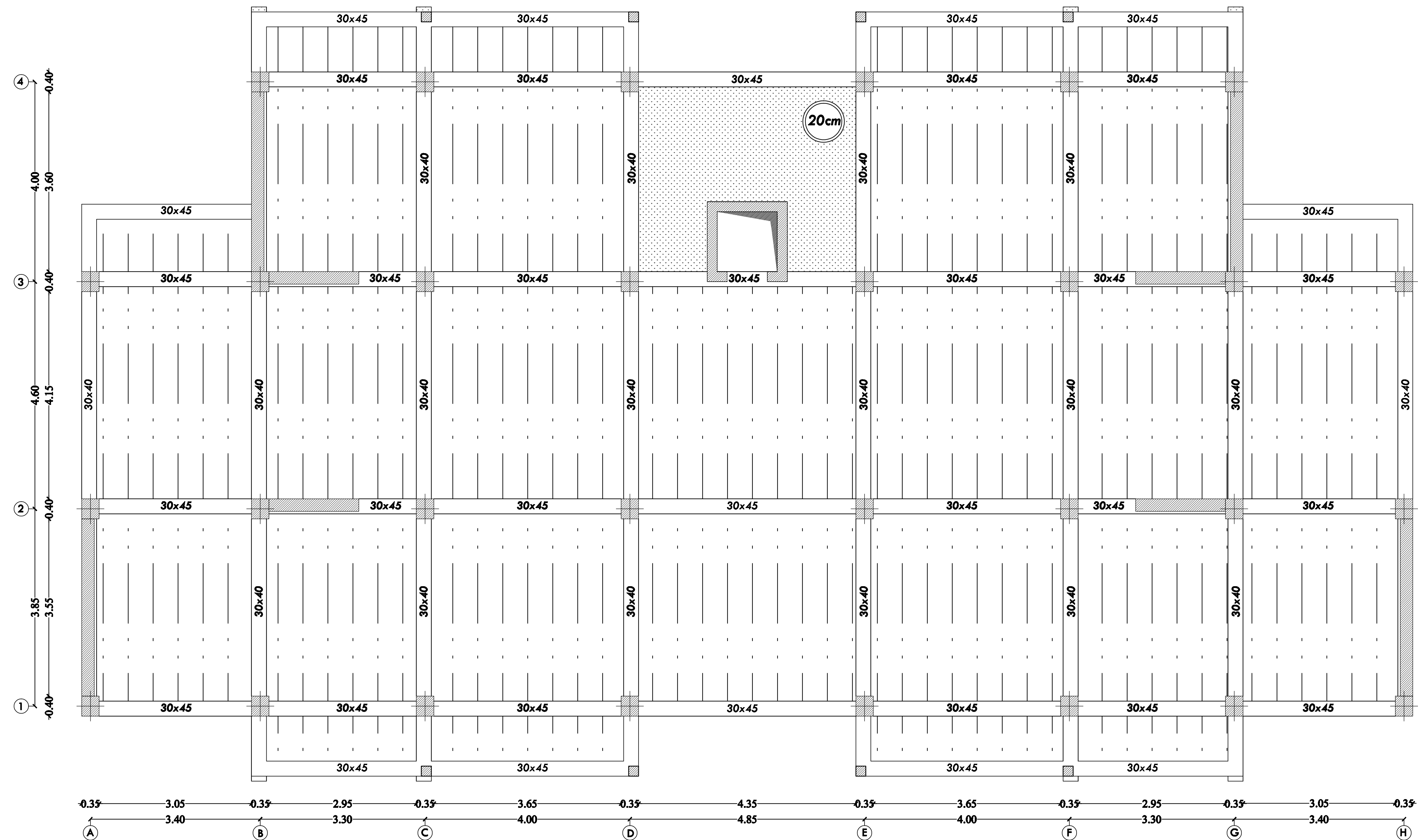
Mme: AKMOUSSI

PROMOTION 2016-2017

TITRE

*COFFRAGE DU
PLANCHER 1 ET 2*

ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Mr: HADJ ALI Abdesselam
Mr: HADJ CHAIB Ahmed

DIRIGE PAR:

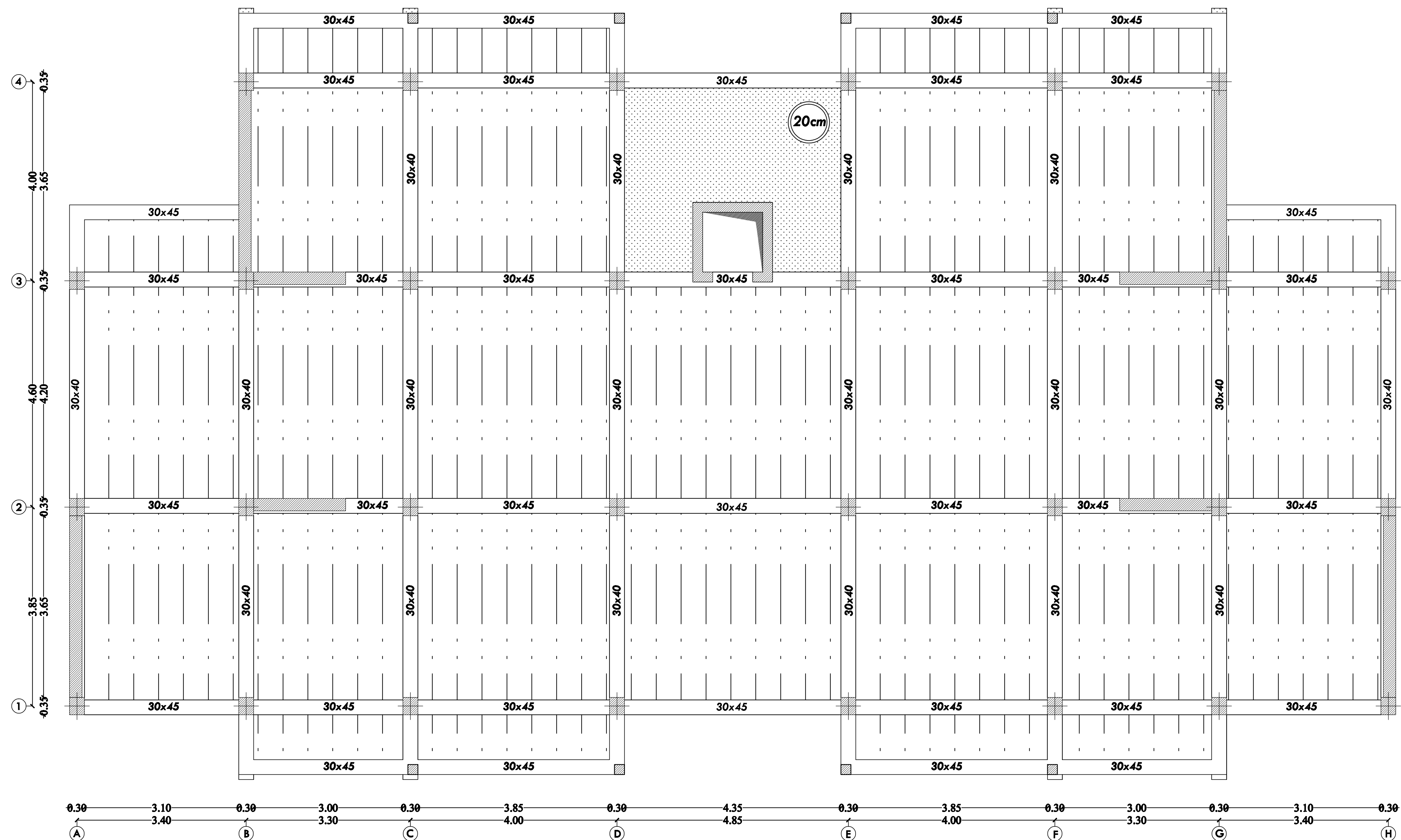
Mme: AKMOUSSI

PROMOTION 2016-2017

TITRE

**COFFRAGE DU
PLANCHER 3.4 ET 5**

ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Mr: HADJ ALI Abdesselam
Mr: HADJ CHAIB Ahmed

DIRIGE PAR:

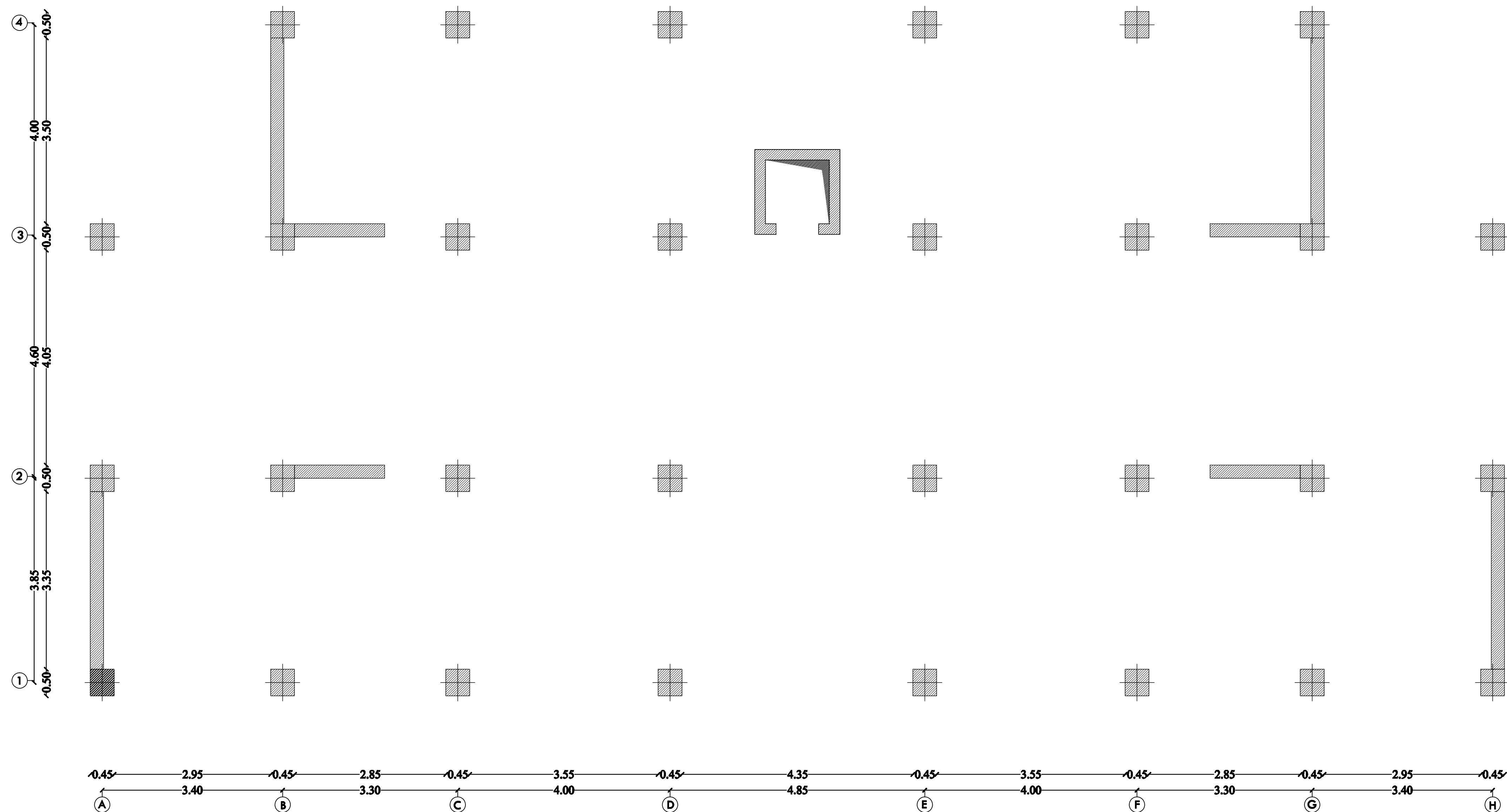
Mme: AKMOUSSI

PROMOTION 2016-2017

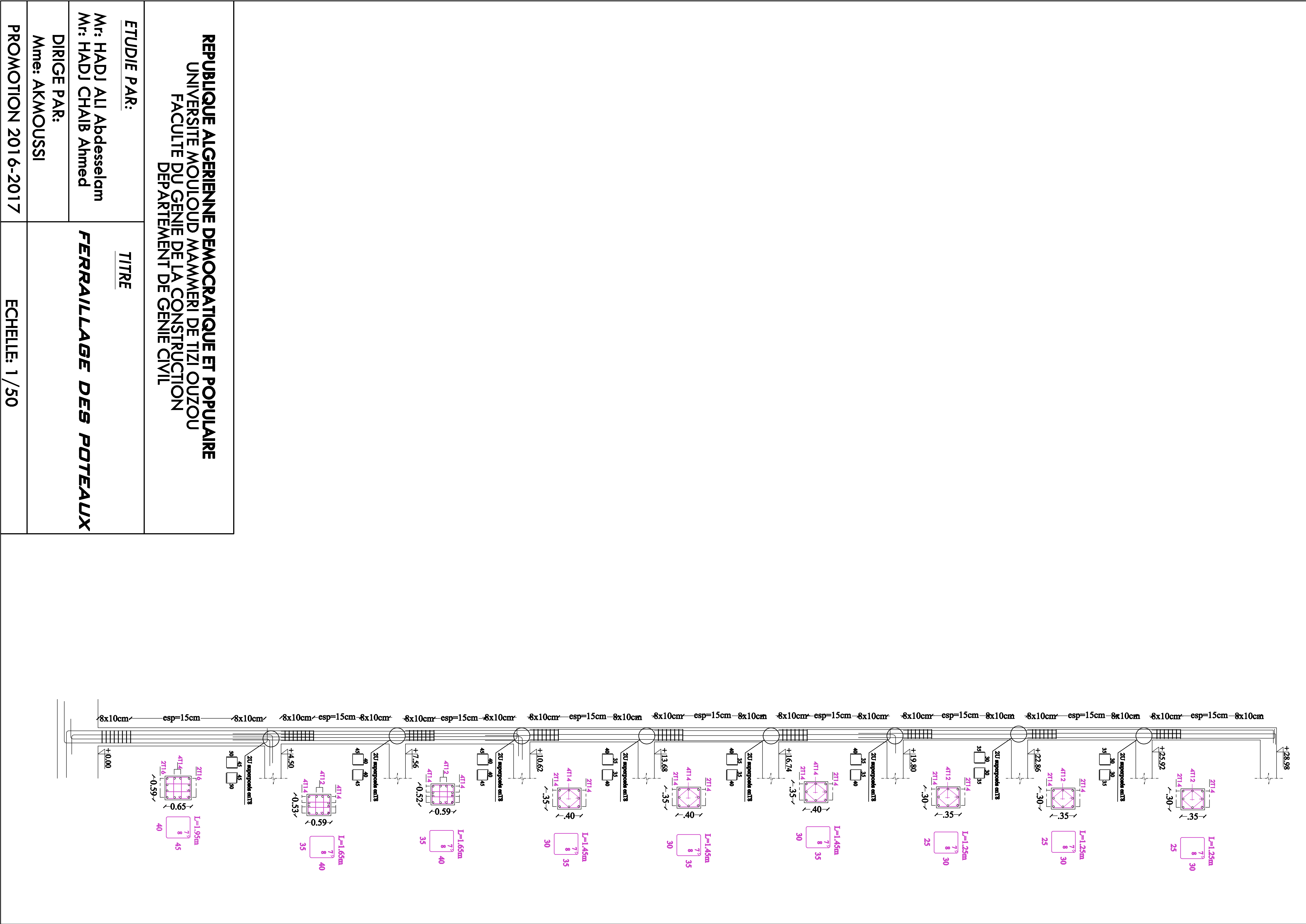
TITRE

**COFFRAGE DU
PLANCHER 6.7 ET 8**

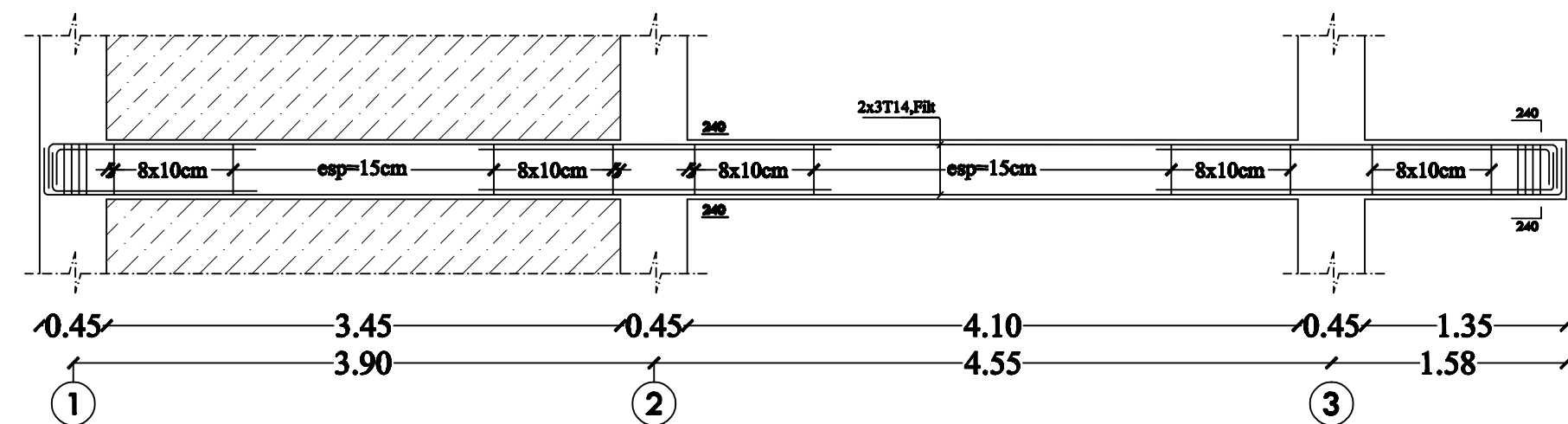
ECHELLE: 1/50



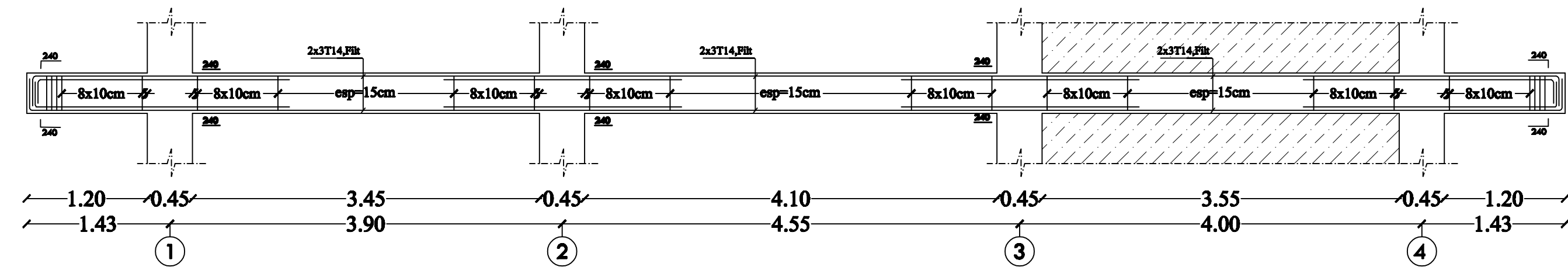
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mr: HADJ ALI Abdesselam Mr: HADJ CHAIB Ahmed	TITRE DISPOSITION DES VOILES
DIRIGE PAR: Mme: AKMOUSSI	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE: 1 /50



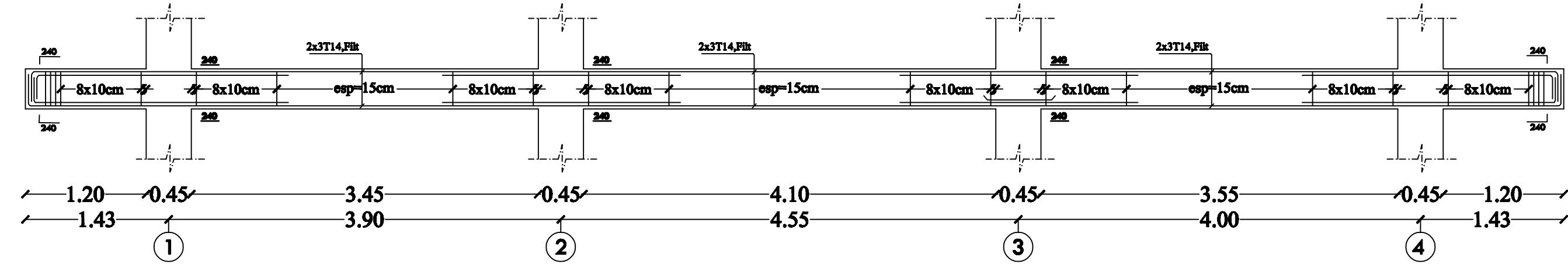
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES (30X40): FILE A/H



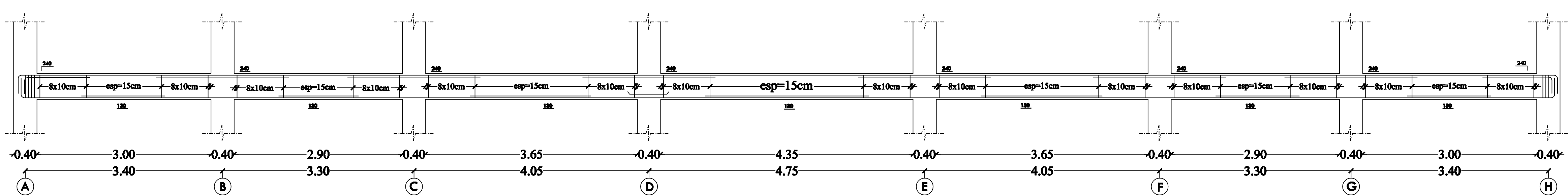
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES (30X40): FILE B/G



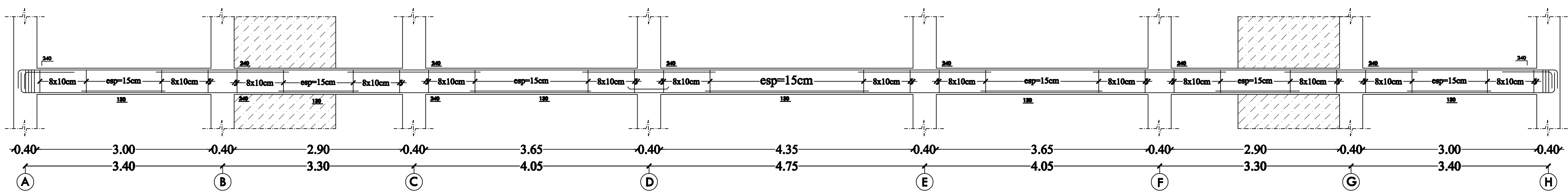
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES (30X40): FILE C/D/E/F



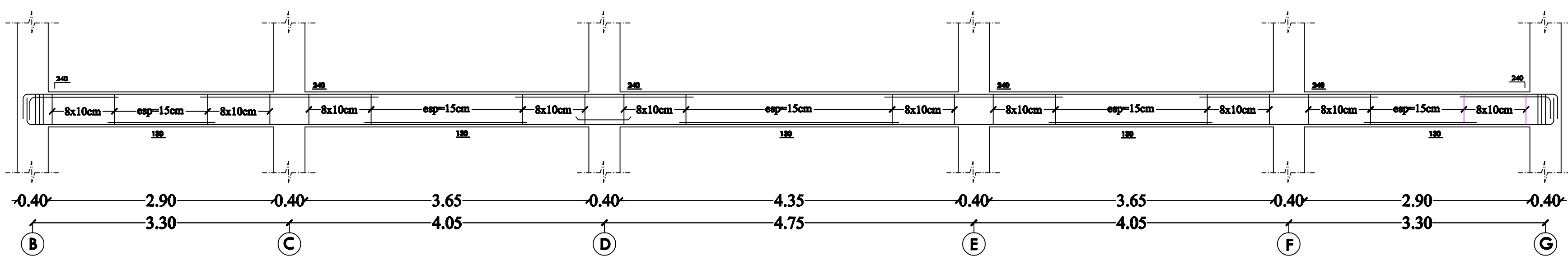
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES (30X45): FILE 1



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES (30X45): FILE 2/3



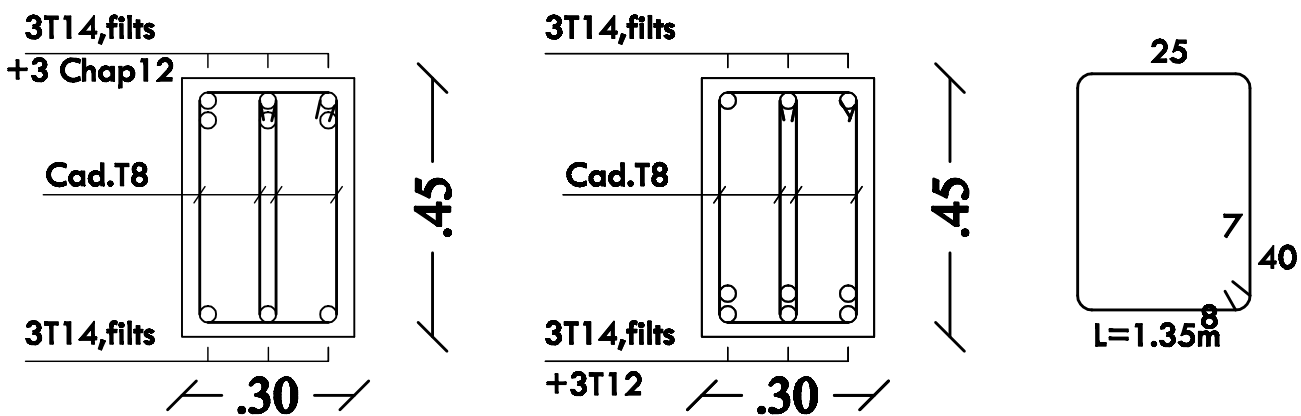
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES (30X45): FILE 4



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

AUX APPUIS:

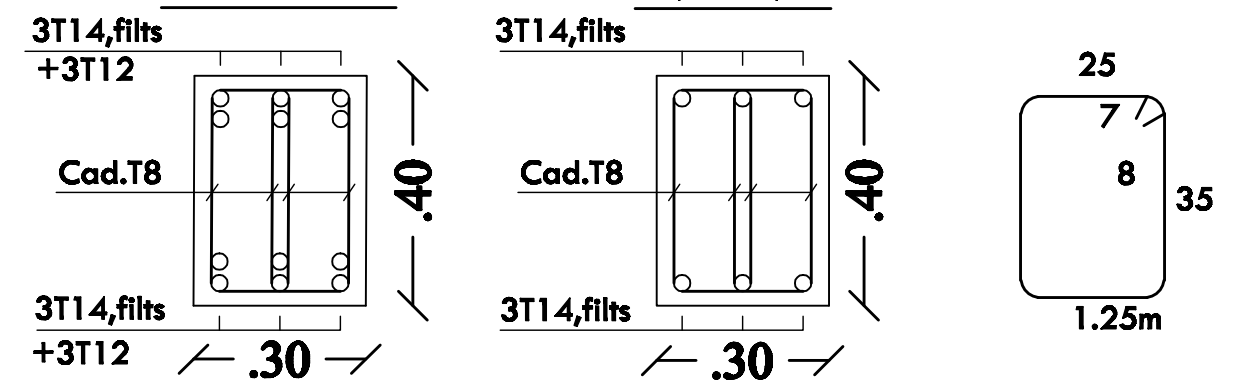
EN TRAVÉE



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

AUX APPUIS:

EN TRAVÉE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr: HADJ ALI Abdesselam
Mr: HADJ CHAIB Ahmed

DIRIGE PAR:

Mme: AKMOUSSI

PROMOTION 2016-2017

TITRE

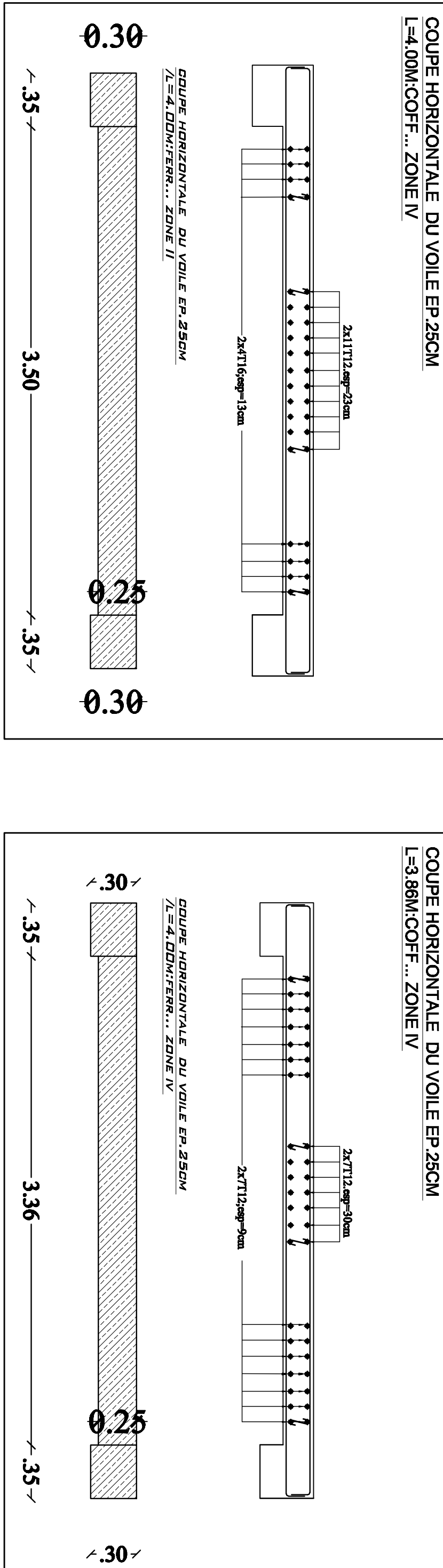
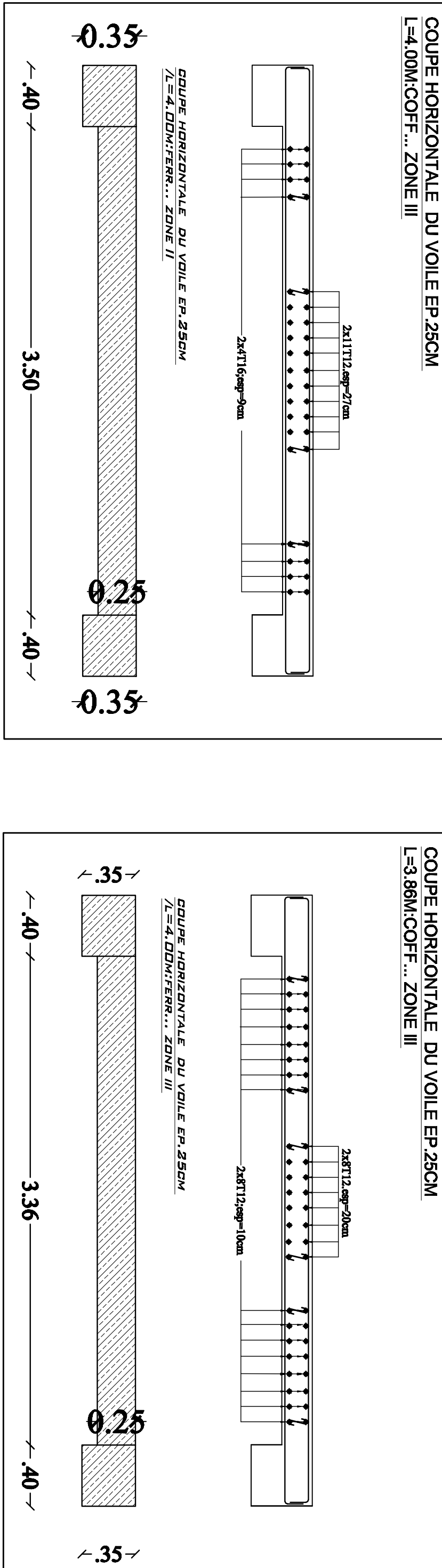
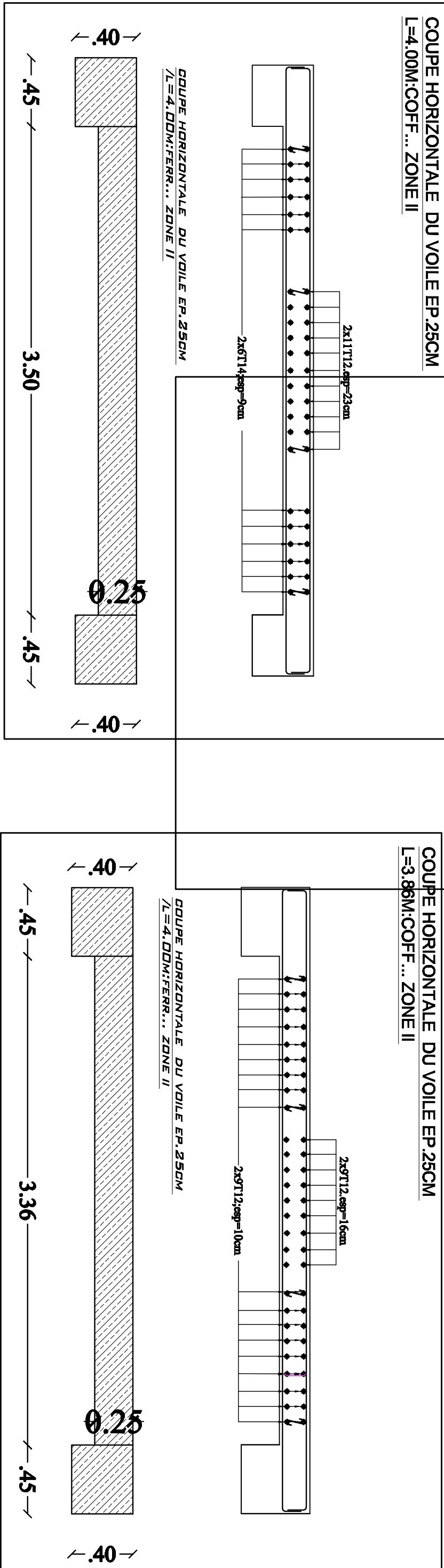
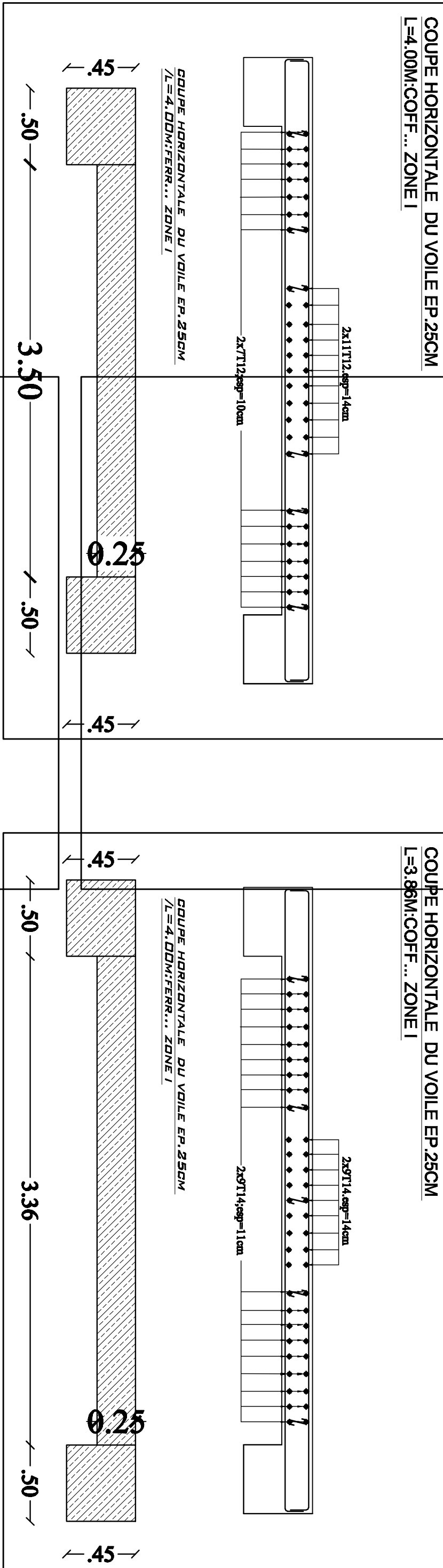
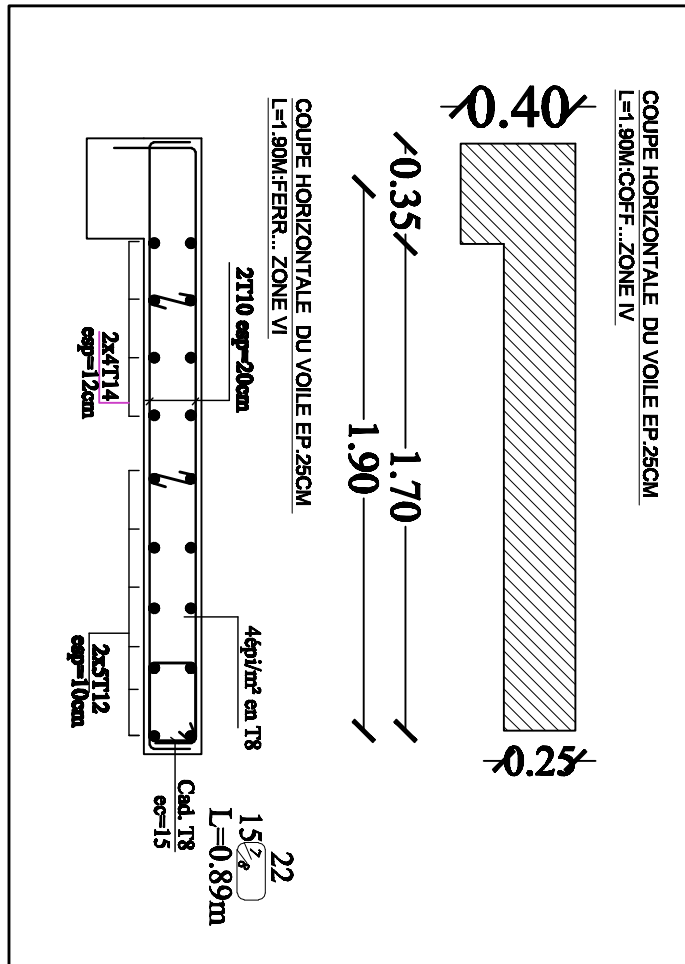
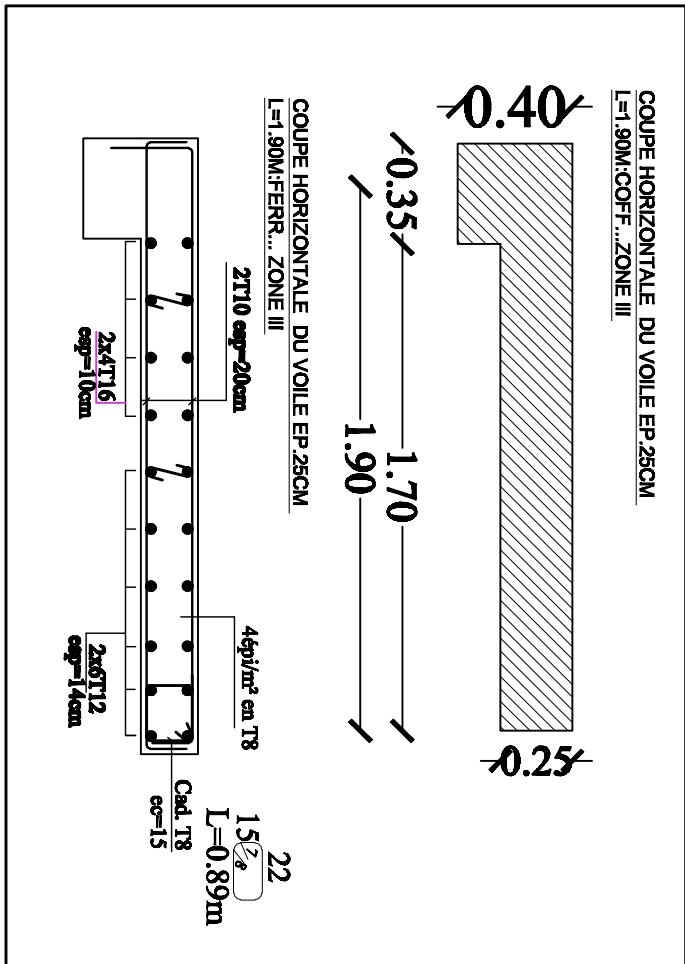
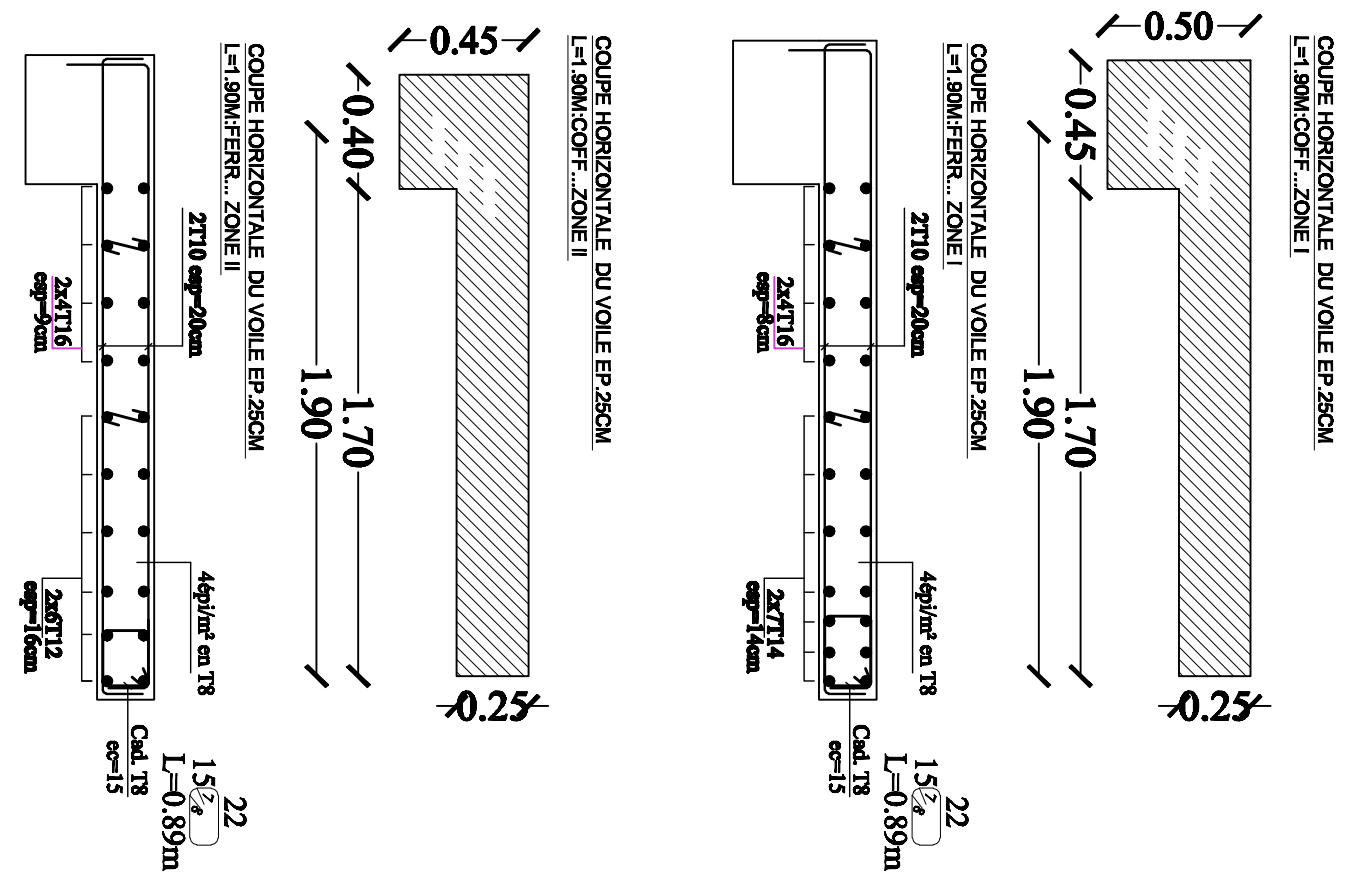
FERRAILLAGE POUTRE
PRINCIPALES
& SECONDAIRES

ECHELLE: 1/50

VOILE VOILE VOILE

TRANSVERSELONGITUDINALE TRANSVERSE

VT1 VL1 VT2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

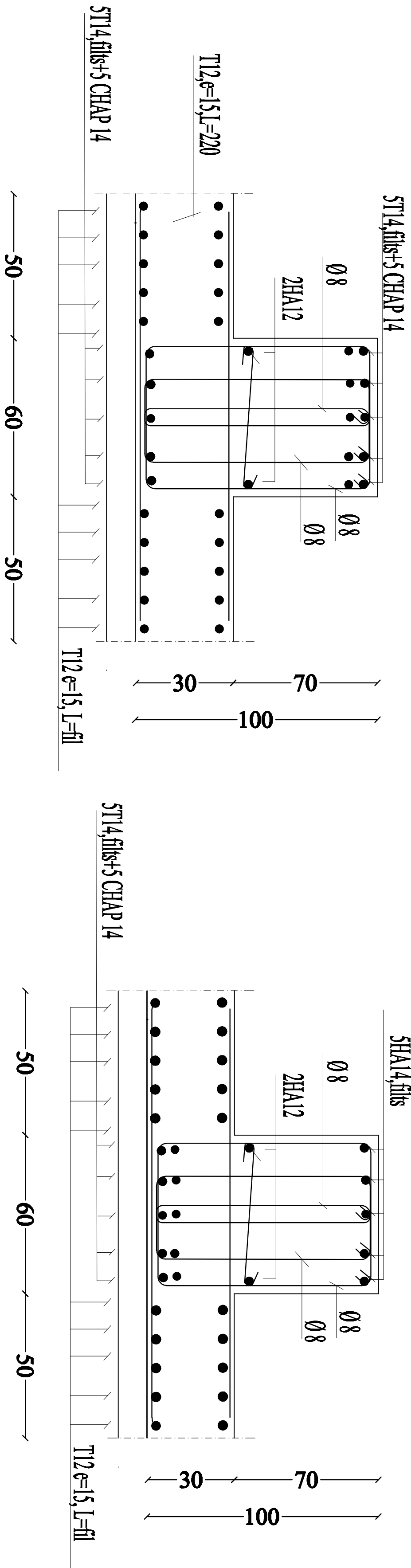
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

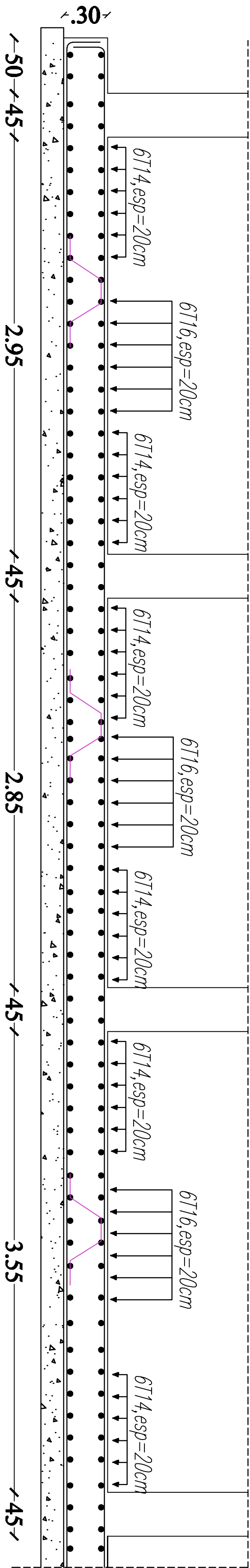
ETUDIE PAR:	TITRE
Mr: HADJ AL Abdesselam	FERRAILLAGE DES VOILES
Mr: HADJ CHAIB Ahmed	
DIRIGE PAR:	
Mme: AKMOUSSI	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE: 1 / 50

COUPE EN TRAVÉE

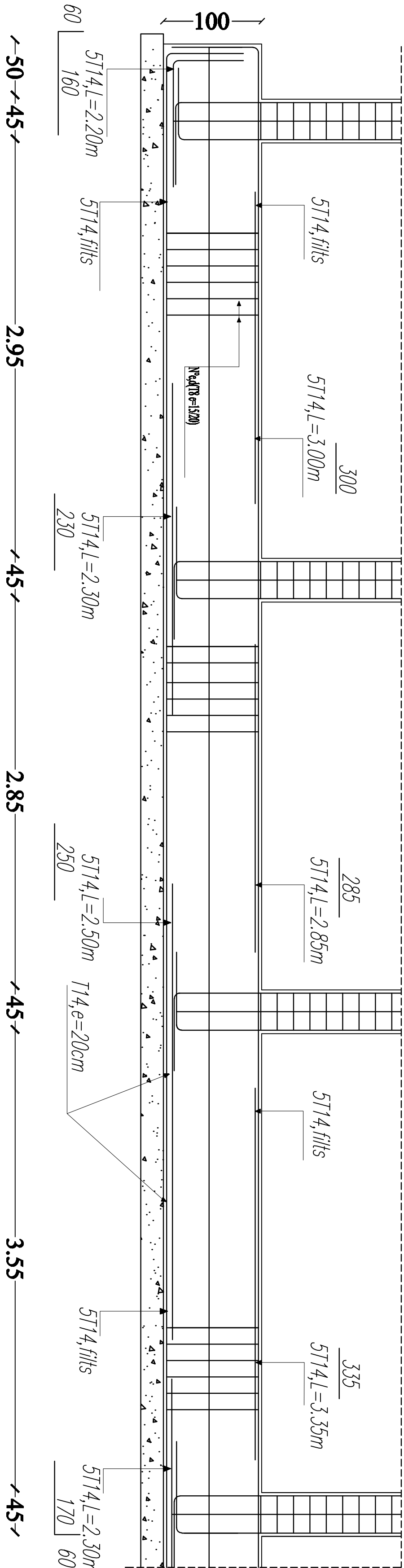
COUPE EN APPUIS



FERRAILLAGE RADIER
X-X

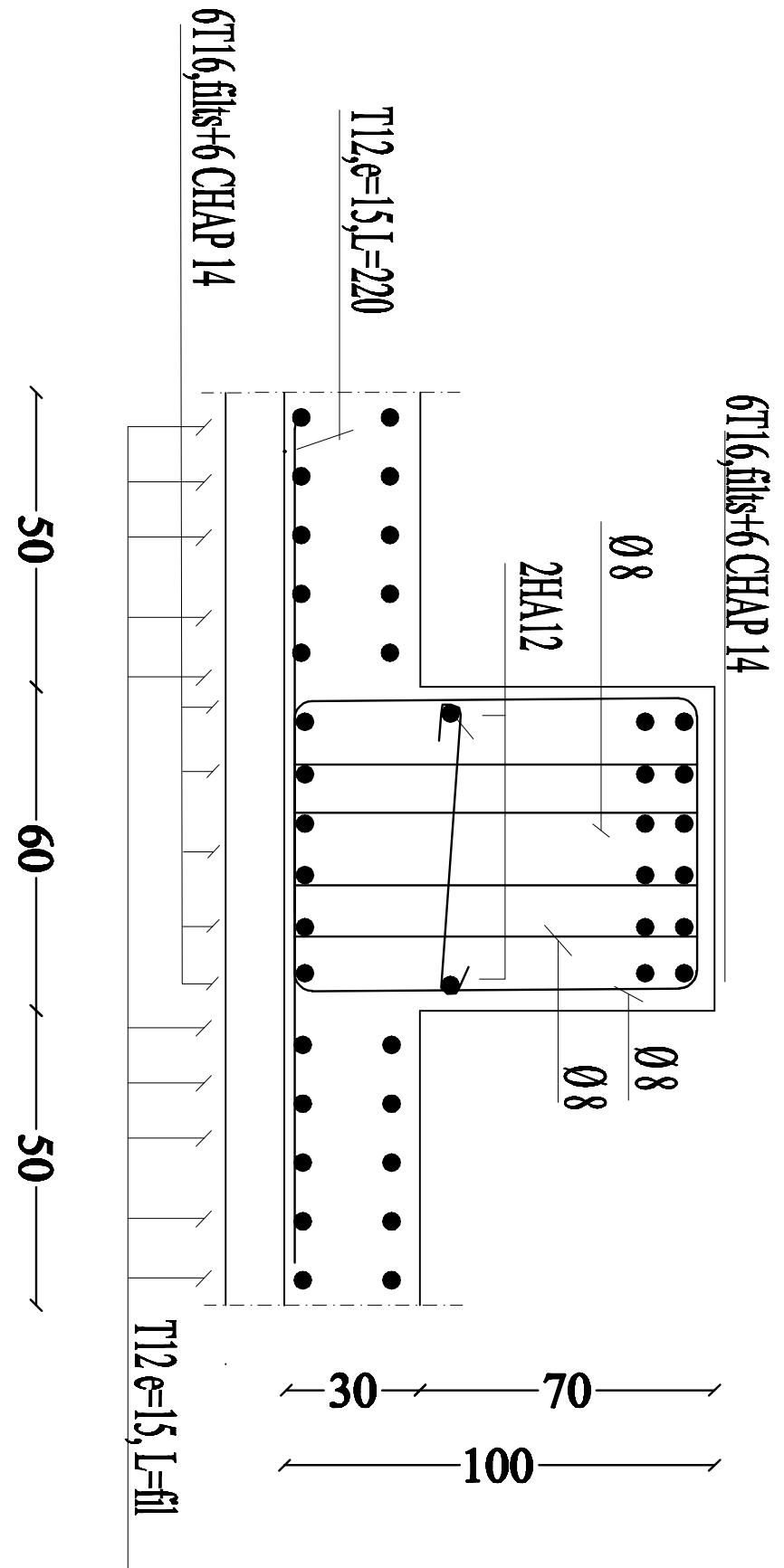


COUPE NERVURE (60X100)

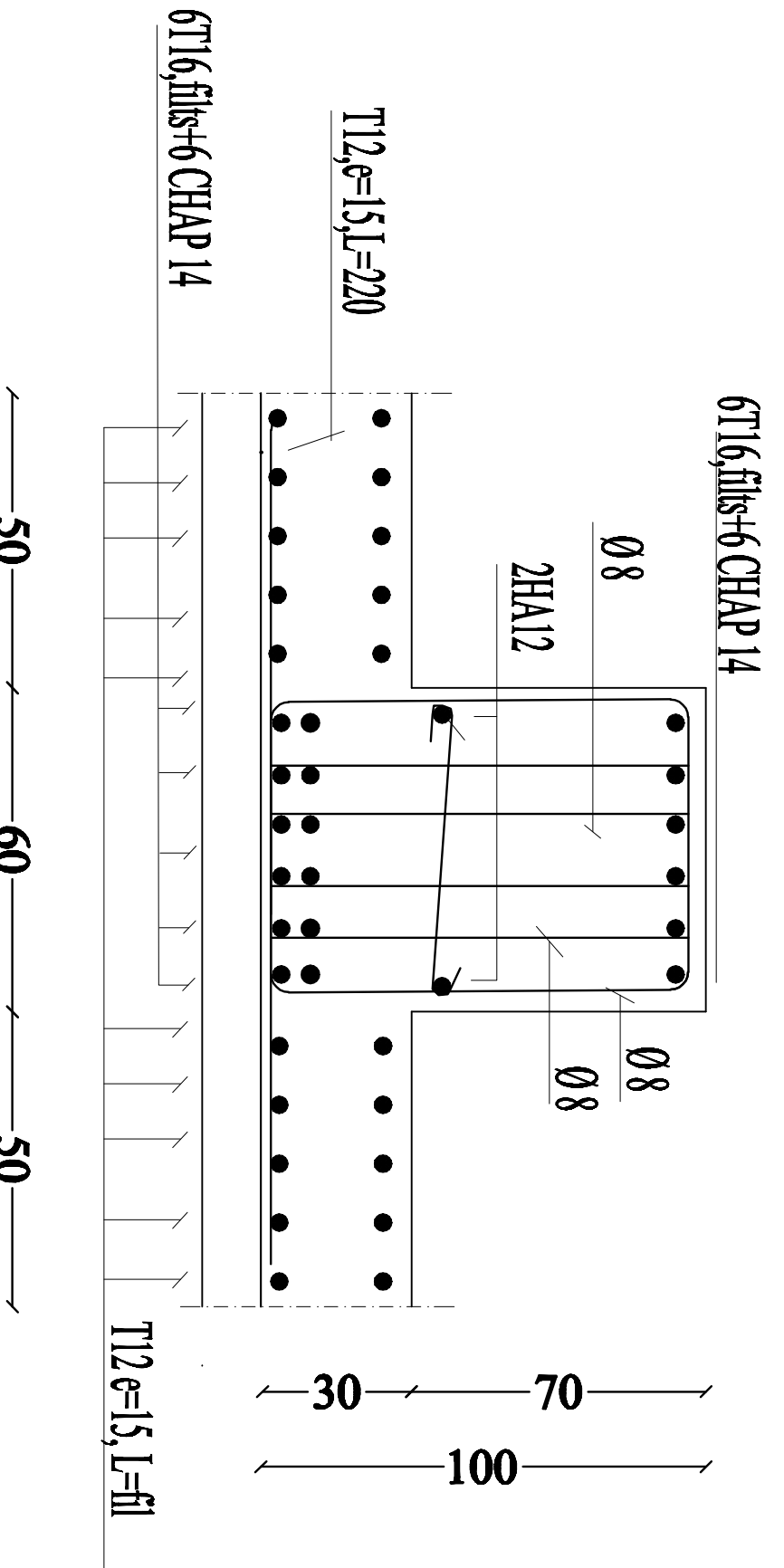


<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p> <p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU</p> <p>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION</p> <p>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>	
ETUDE PAR:	TITRE
Mr: HADJ ALI Abdesselam	FERRAILLAGE RADIER ET NERVURE SENS X-X
Mr: HADJ CHAIB Ahmed	
DIRIGE PAR:	
Mme: AKMOUSSI	
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE: 1 / 50

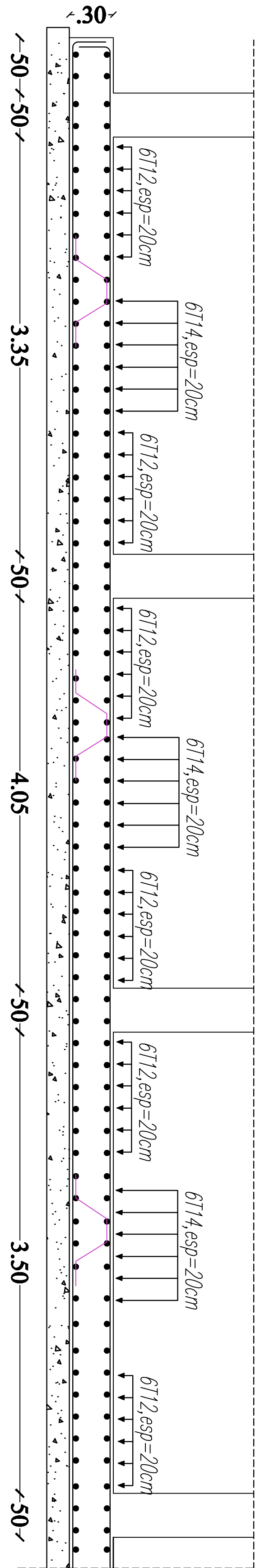
COUPE EN TRAVÉE



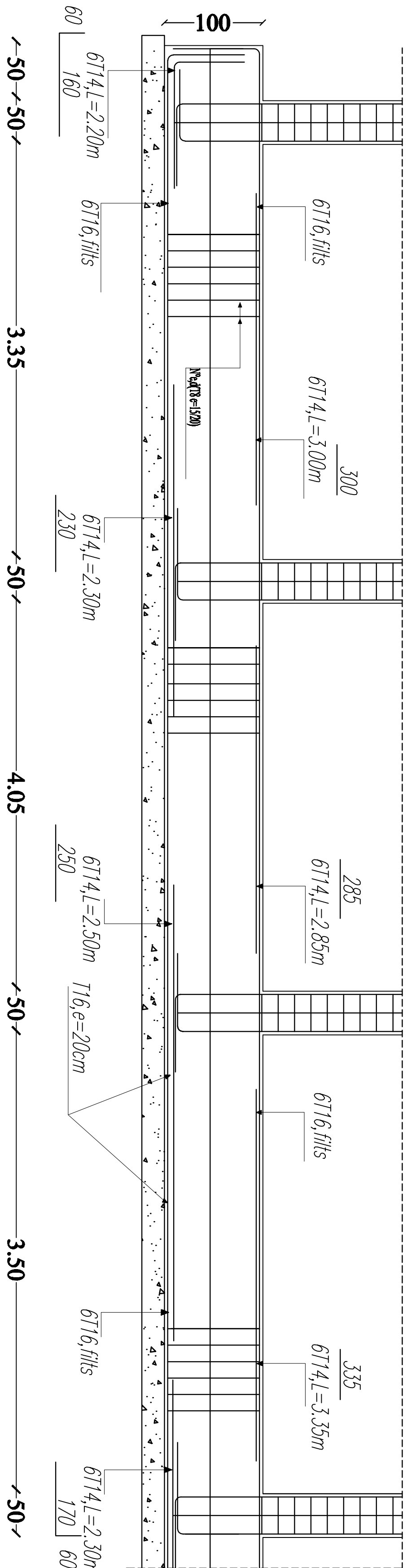
COUPE EN APPUIS



FERRAILLAGE RADIER
Y-Y



COUPE NERVURE (60X100)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr: HADJ ALI Abdesselam
Mr: HADJ CHAIB Ahmed

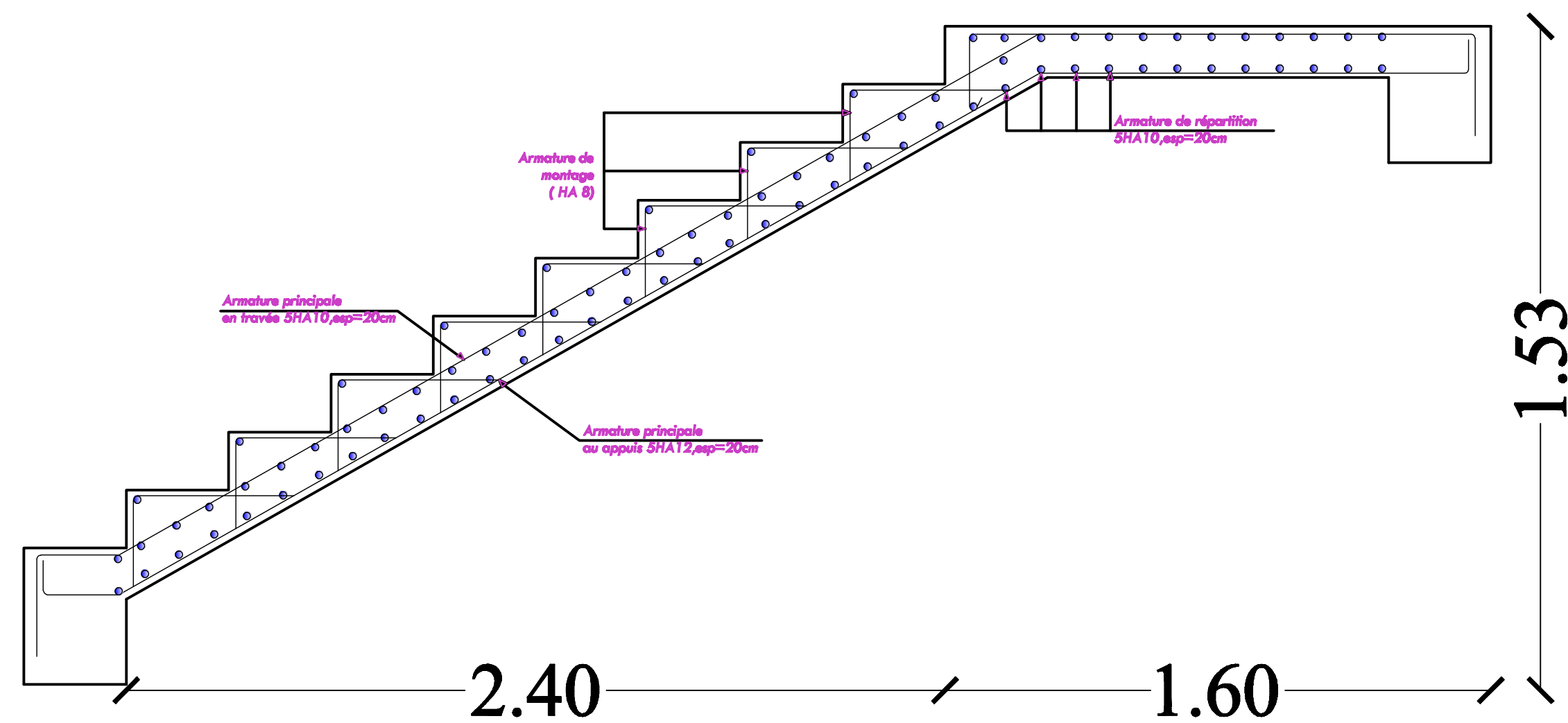
DIRIGE PAR:
Mme: AKMOUSSI

PROMOTION 2016-2017

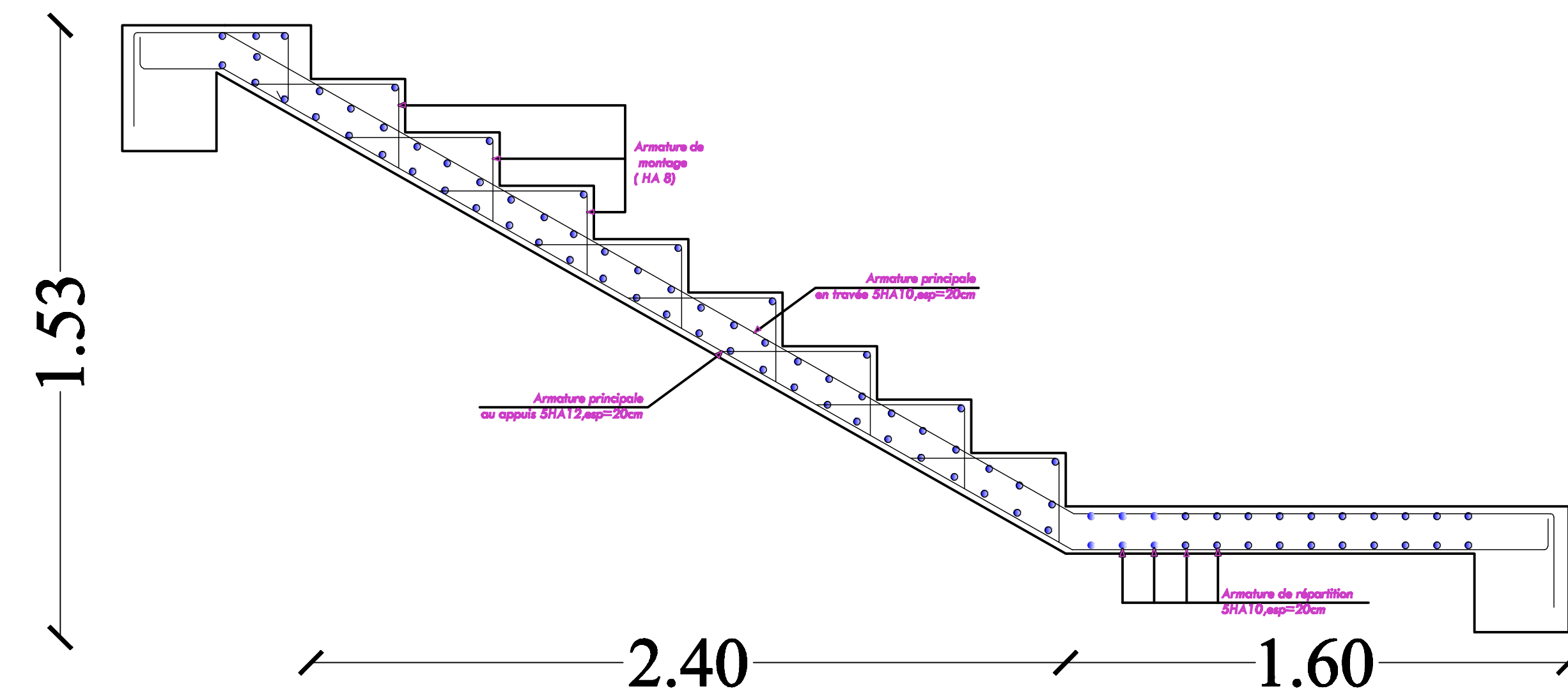
TITRE

FERRAILLAGE RADIER
ET NERVURE SENS Y-Y

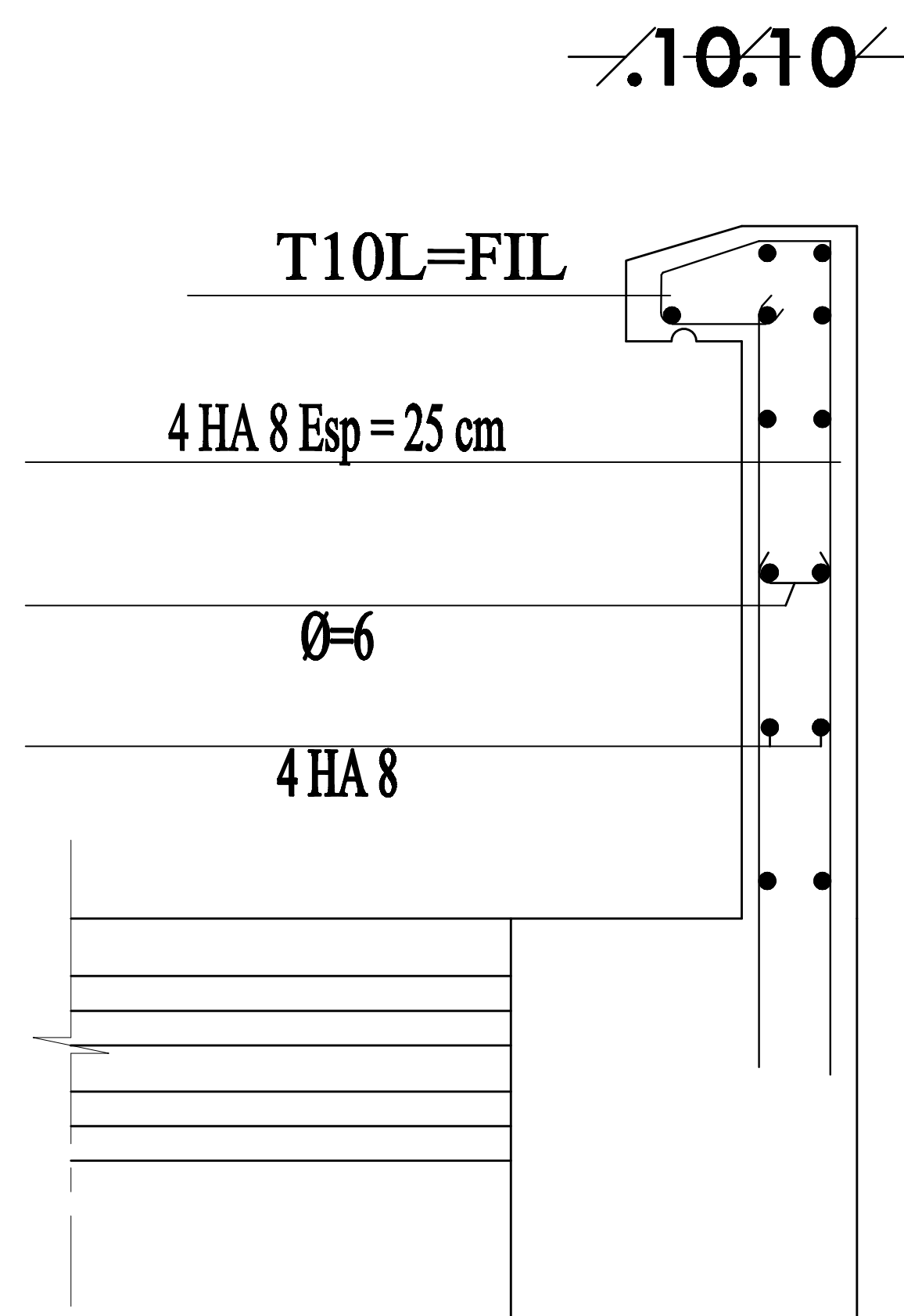
ECHELLE: 1 / 50



COFFRAGE FERRAILLAGE VOLEE N°01

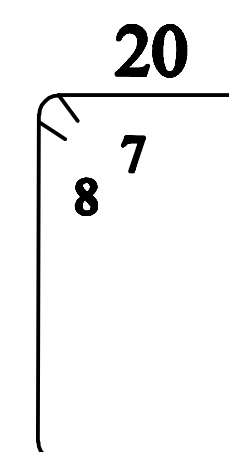
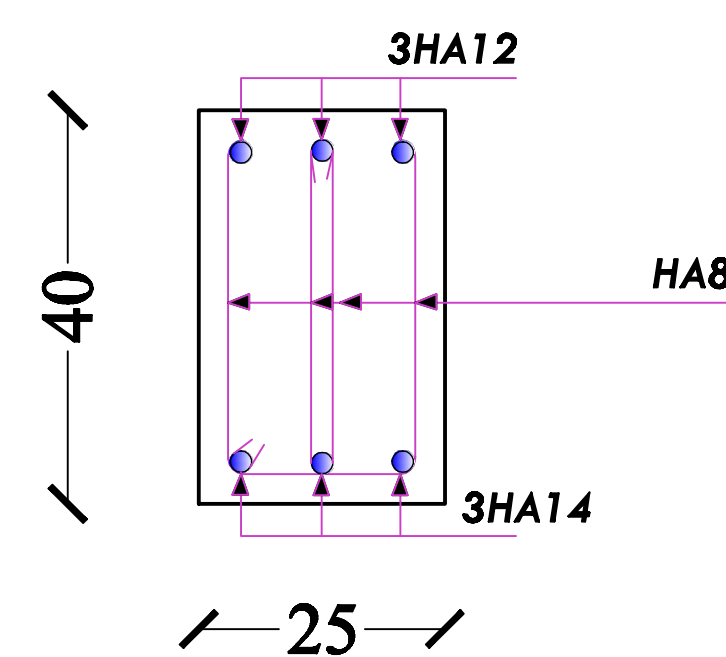


COFFRAGE FERRAILLAGE VOLEE N°02

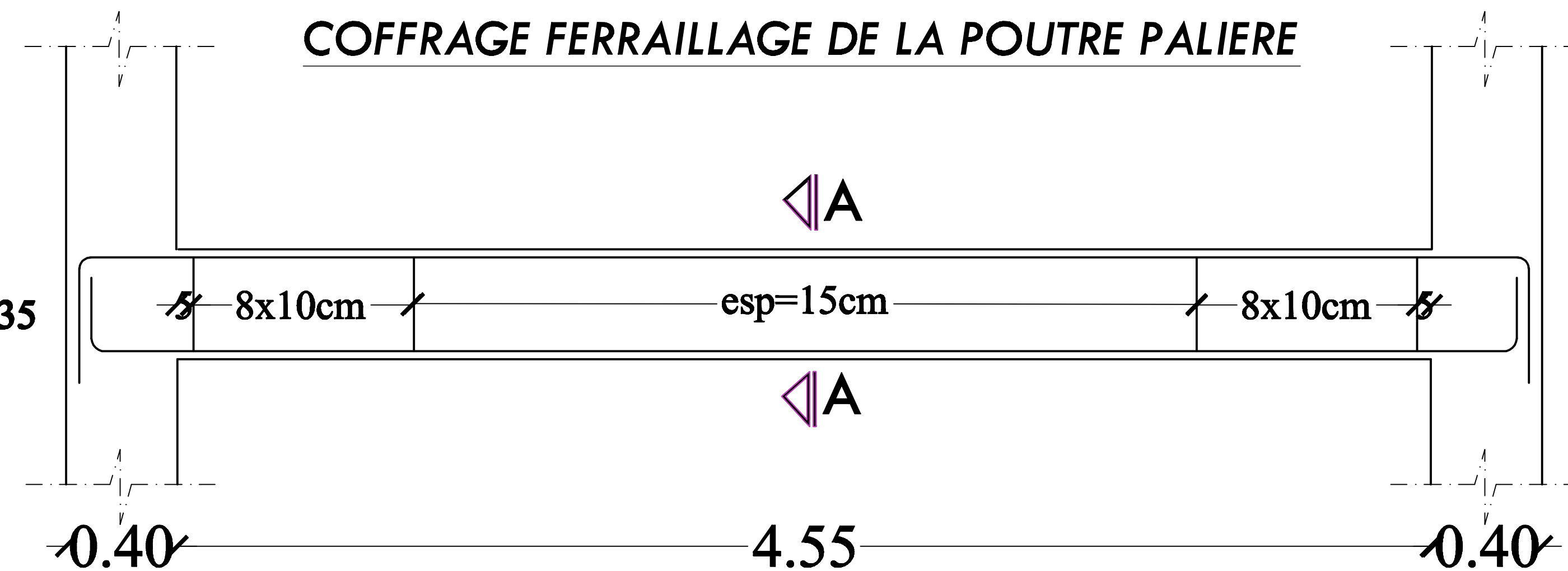


1.00
1.00
0.50

COUPE A-A

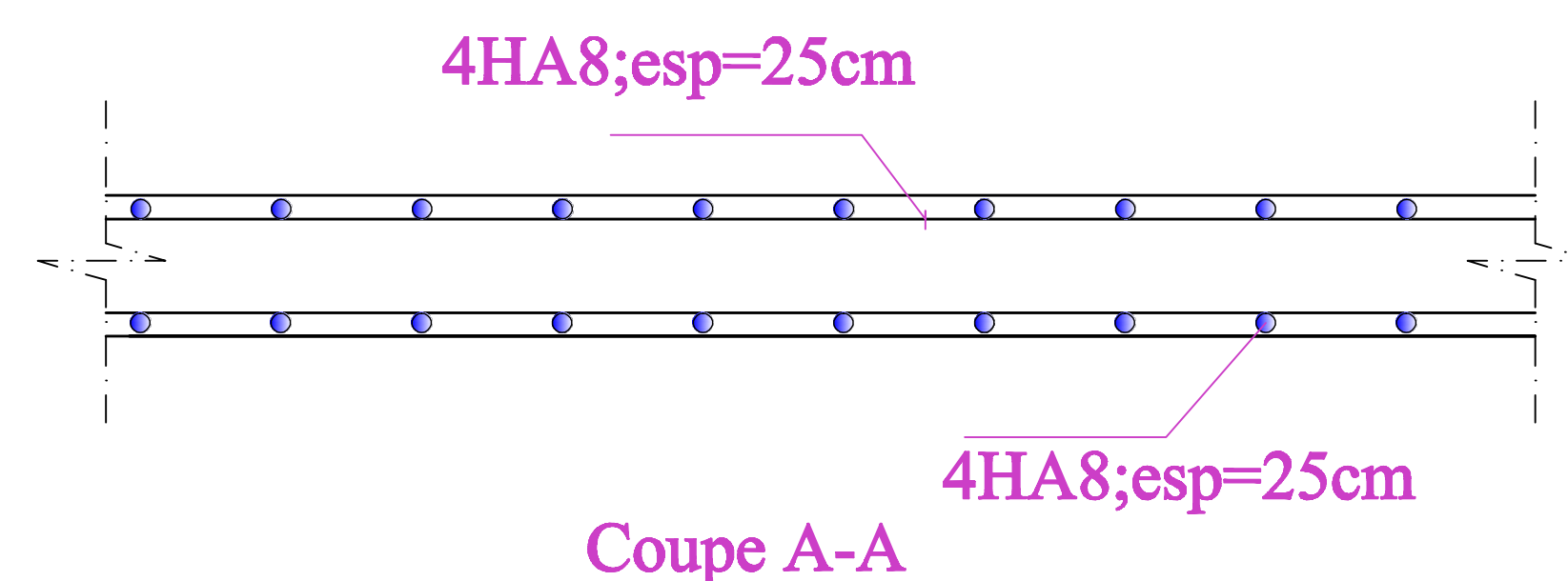


COFFRAGE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



Détail acrotère

0.30



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Mr: HADJ ALI Abdesselam
Mr: HADJ CHAIB Ahmed

DIRIGE PAR:

Mme: AKMOUSSI

PROMOTION 2016-2017

TITRE

FERRAILLAGE:
-ESCALIER
-POUTRE PALIERE
-ACROTERE

ECHELLE: 1/50

Conclusion général

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ROBOT ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions Sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

• Règlements :

- Règles Parasismique Algériennes RPA99 V2003
- Document Technique Réglementaire B.C.2.2
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93
- Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

• Ouvrages :

- VICTOR DAVIDOVICHI, Formulaire du béton armé 1 et 2..... édition 1996
- HENTY THONIER, Conception et calcul des structures de bâtiments édition 1992
- PIERRE CHARON, Exercice en béton armé selon les règles BAEL 83 par édition 1991

• Logiciels :

- Logiciel Robot-bat 2014
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2007
- WORD 2007
- AUTO CAD 2009