



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile Et Industrielle.

Thème

*Etude d'une structure en (RDC + 6 étages + charpente)
à usage multiple contreventée par des voiles et portique*

Avec application du logiciel ETABS



✍ **Etudié par:**

- Melle : ZIDANE Thinhinane.
- Melle : ZEMMOUCHE Malika.

✍ **Dirigé par :**

- M^{me} : ALKAMA

Promotion
2019-2020

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Mme *ALKAMA* pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie et guidé ce Mémoire.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'a ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

Dédicaces

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

*La mémoire de mon très cher KHALI **BEZZAOU SADDEK**, que dieu t'accueille dans son éternel paradis.*

Ma très chère mère, que dieu lui accorde une longue vie.

*Mon petit cher frère **YOUVA** et ma sœur **Thanina**, que dieu les protège.*

*Ma chère binôme **Malika** et toute sa famille.*

Toutes les personnes qui m'ont soutenue lors de mon parcours étudiant et à tous ceux qui m'ont aidé et conseillé de près ou de loin,

Tous mes adorables ami(e)s sans exception.

Toute la promotion 2019/2020.

Thinhinane

Dédicaces

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination : Ma mère **Bouzidi Dahbia** et mon père que dieu l'accueille dans son vaste paradis; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude .*

*À ceux que j'aime et que j'adore : mes frères et sœurs, **Djaffar Ouazzi** ; Ma binôme **Thinhinane** et sa famille, Mes cousins et cousines ;*

*Toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours étudiant et à tout ceux qui m'ont aidé et conseillé de près ou de loin, Tout mes adorables ami(e)s sans exception, je cite **Djidji et Sabrina.***

À toute la promotion 2019/2020.

Malika

Sommaire:

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1) Description de l'ouvrage :.....	1
I.2) Les éléments de l'ouvrage :.....	1
I.3) Système de coffrage :.....	4
I.4) Caractéristiques géotechniques du sol :.....	4
I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	4

II. Pré dimensionnement des éléments :

II.1) Pré dimensionnement des planchers :.....	12
II.2) Pré dimensionnement des poutres :.....	14
II.3) Pré dimensionnement des voiles :.....	16
II.4) Pré dimensionnement des poteaux :.....	17

III. Calcul des éléments secondaires:

III.1) Calcul de l'escalier:.....	27
III.2) Le palier de repos en dalle pleine :.....	44
III.3) Etude du plancher en Corps creux :.....	50
III.4) Calcul des Consoles :.....	65
III.5) Calcul de la poutre de chainage:.....	68
III.6) Calcul de la dalle Salle Machine :.....	74
III.7) Calcul de l'acrotère :.....	81
III.8) Calcul de la toiture:.....	85

IV. Etude du contreventement :

IV.1) Les étapes d'étude de contreventement :.....	100
--	-----

V. Modélisation de la structure :

V.1) Logiciel utilisé pour la modélisation :	108
V.2) Méthode de calcul :	109
V.3) Méthode Dynamique Modale Spectrale :	109
V.4) Etapes de Modélisation :	110

VI. Vérification des conditions de l'RPA :

VI.1) Méthodes de calcul :	127
VI.2) Vérifications :	128
VI.2.1) Vérification de la période :	128
VI.2.2) Condition sur l'excentricité :	128
VI.2.3) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale:	129
VI.2.4) Vérification des déplacements:	130
VI.2.5) Vérifications De l'effet P-Delta :	130
VI.2.6) Vérifications de l'effort tranchant à la base:(Art 4.3, 6 du RPA 2003).....	133
VI.2.7) Vérifications De l'effort normal réduit :	134

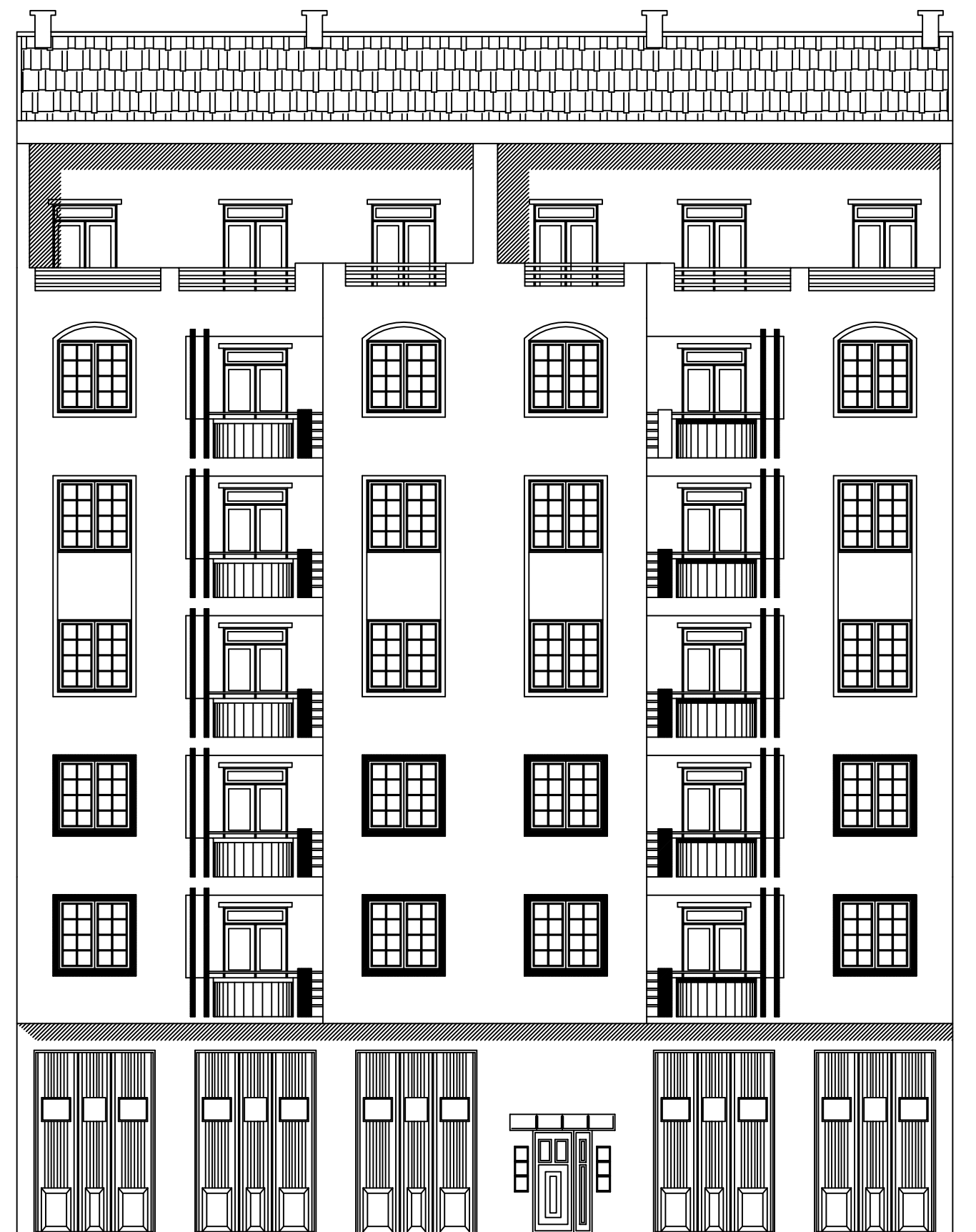
VII. Ferrailage des éléments résistants :

VII.1) Ferrailage des poutres:	135
VII.2) Ferrailage des poteaux:	146
VII.1) Ferrailage des Voiles:	155

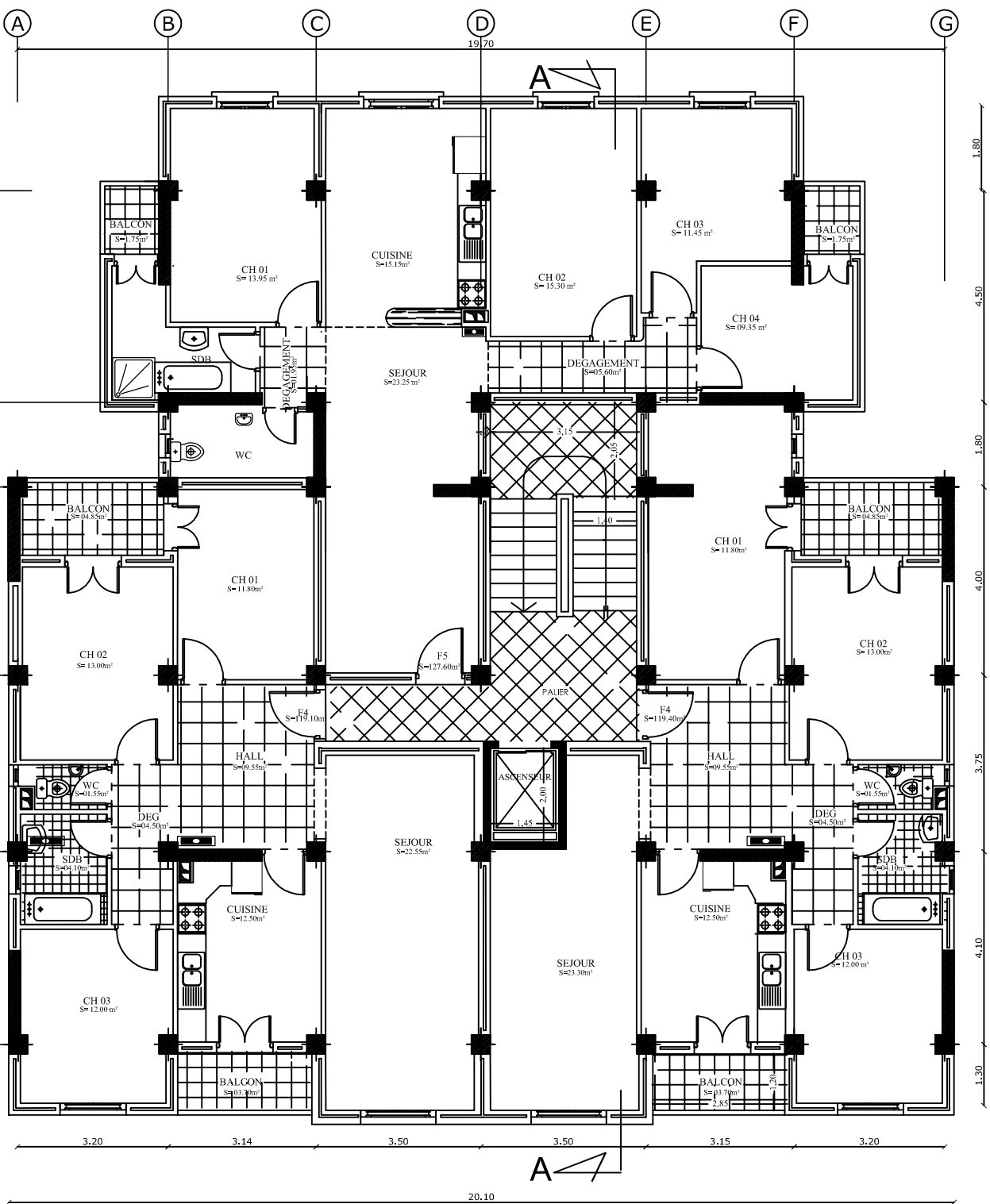
VIII. Etude mur plaque :168

IX. Etude de l'infrastructure:.....173

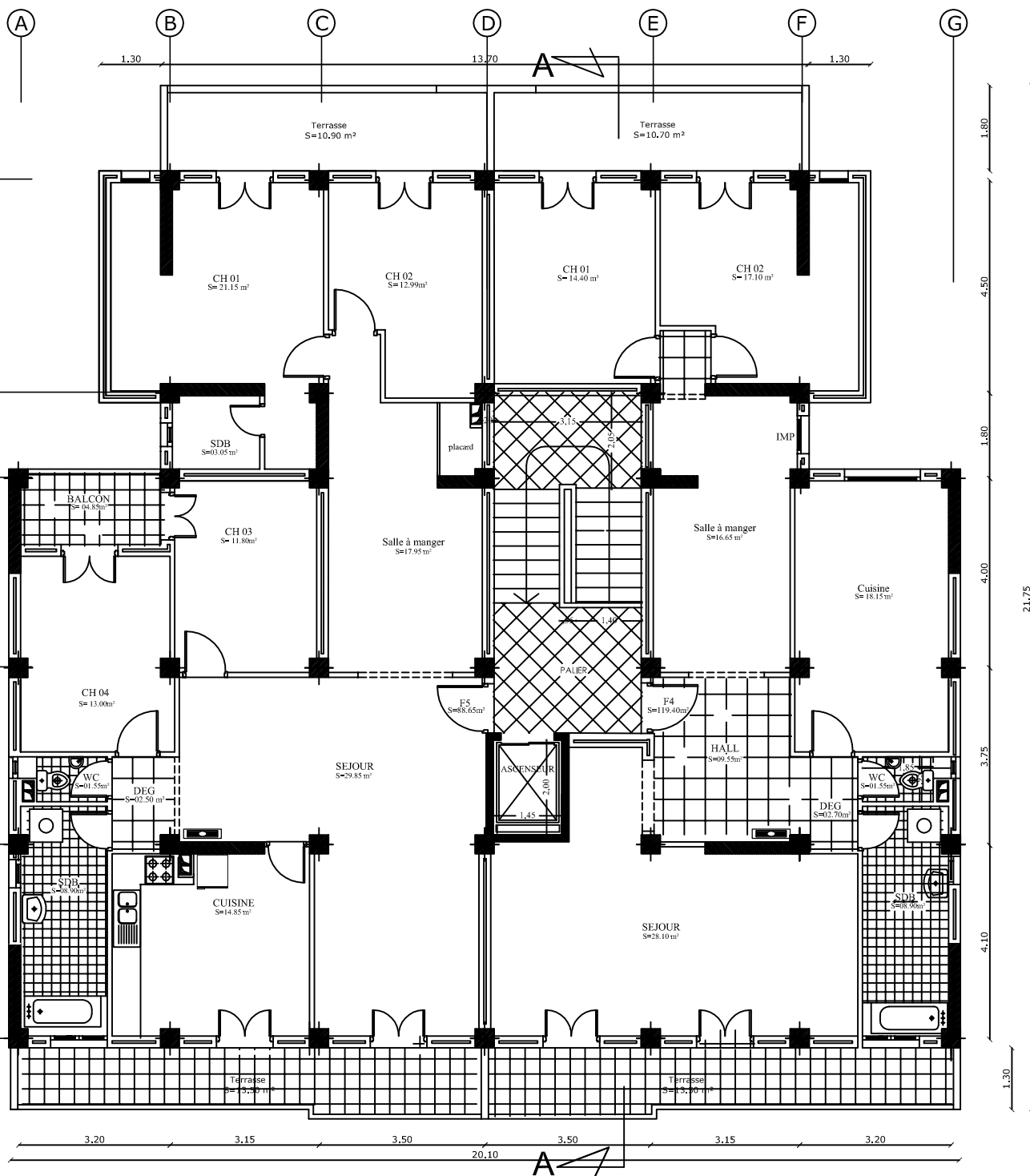
IX.1) Choix du type de fondation:	173
IX.1.1) Semelles isolés:	173
IX.1.2) Semelles filantes:	174
IX.1.3) Radier général:	175
IX.2) Ferrailage du radier :	181
IX.2.1) Dalle du radier:	181
IX.2.2) Ferrailage des nervures :	185
IX.2.3) Etude du débord :	190



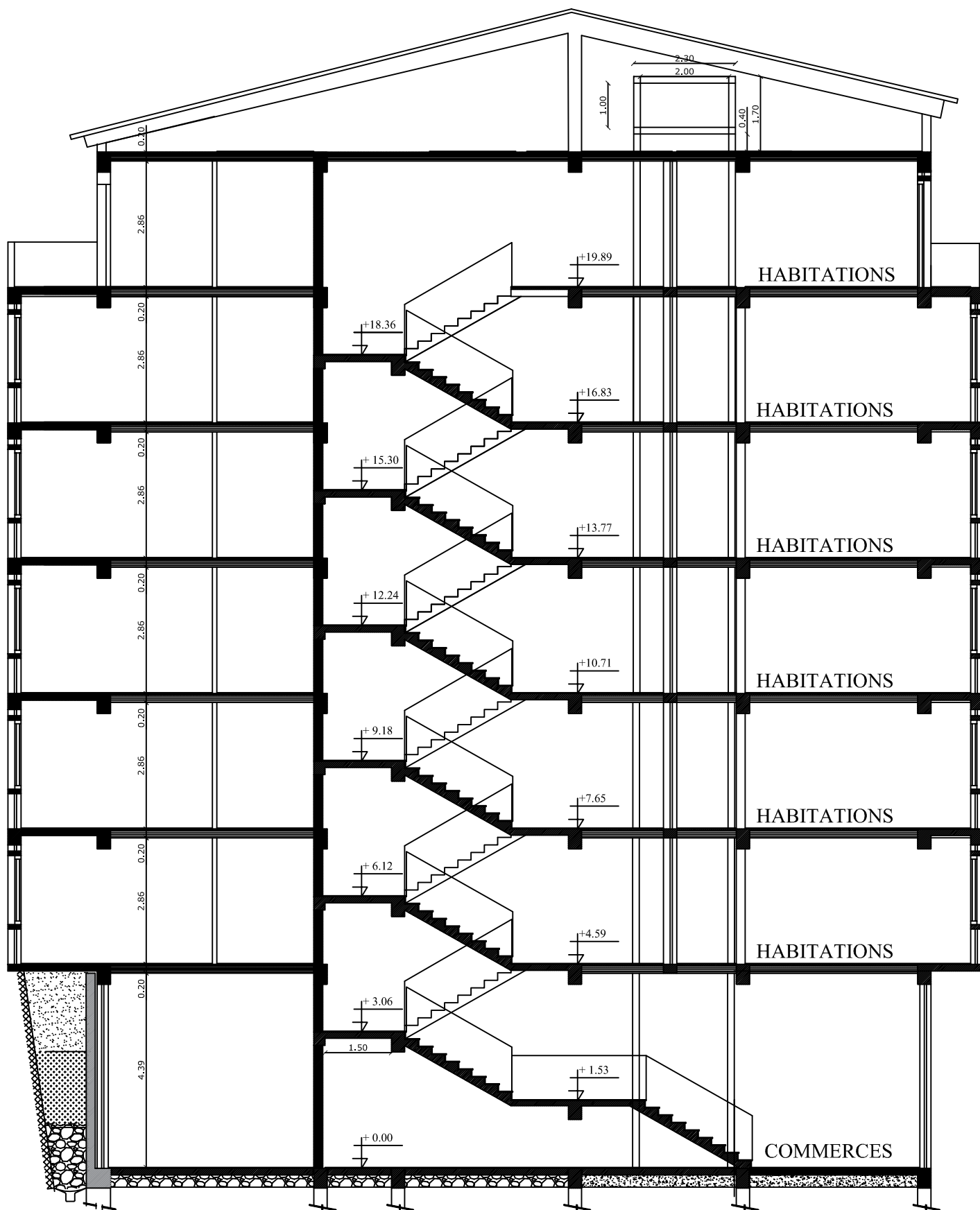
FACADE PRINCIPALE



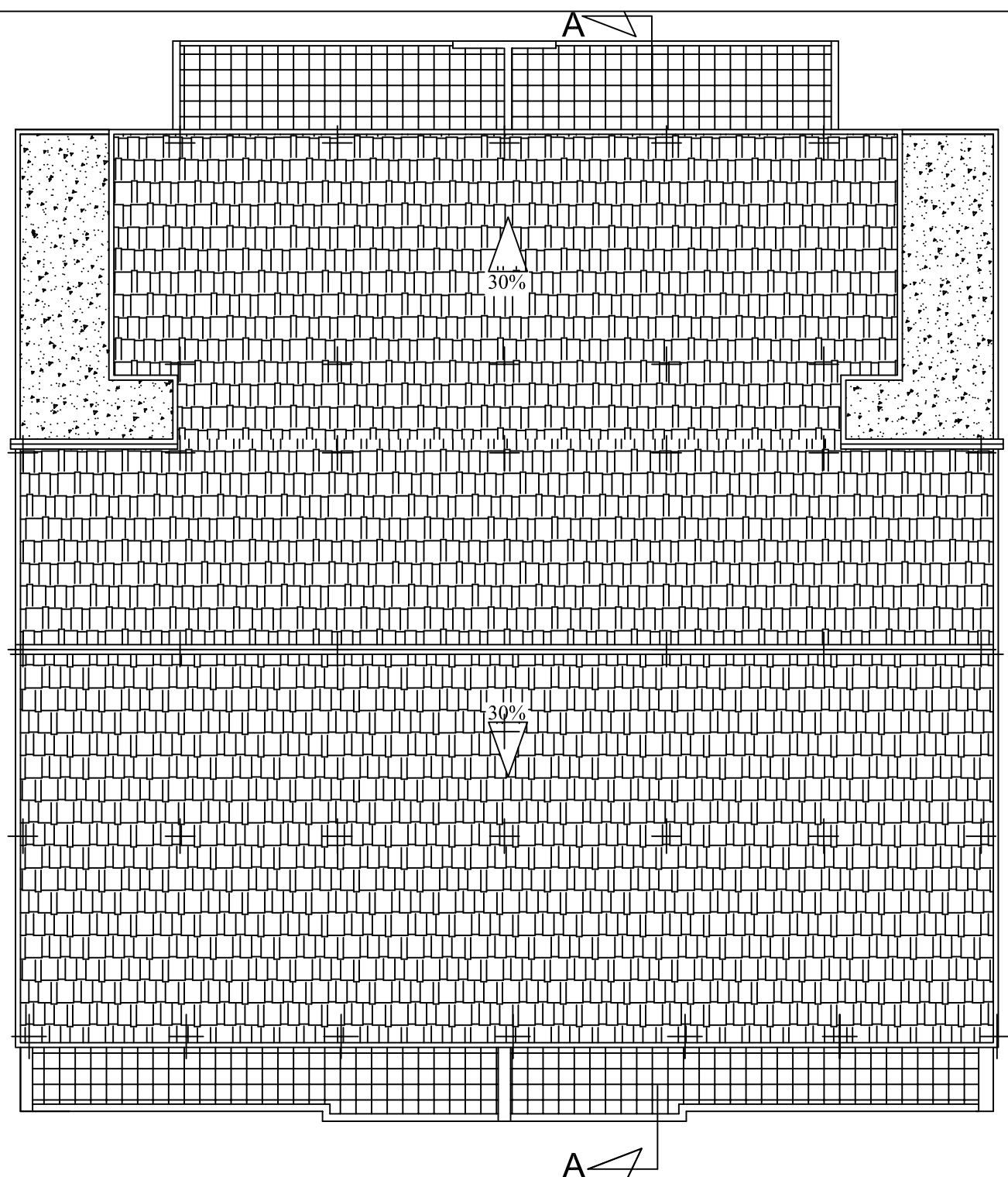
PLAN DE L'ETAGE 1,2,3,4 et 5



PLAN DE L'ETAGE ATTIQUE



COUPE AA



PLAN DE TOITURE

Introduction générale :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses préoccupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Pour cela, les ingénieurs en Génie Civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, la protection de l'environnement et l'économie.

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

Les structures en béton armée doivent être calculées en se basant sur l'utilisation des matériaux les plus économiques tout en respectant :

- ❖ La stabilité de l'ouvrage par ses éléments structuraux (poteaux, poutres, planchers...).
- ❖ La résister aux différentes sollicitations (flexion, traction ...).

Dans le cadre de ce mémoire, nous allons effectuer une étude en Génie Civil d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial, implantée dans une zone de sismicité moyenne. Notre travail consistera dans un premier temps à présenter l'ouvrage et les matériaux utilisés. Ensuite, calculer, ferrailler et vérifier les éléments constituant l'ouvrage en nous référons aux :

- ❖ Règlement parasismique algérien (**RPA 99 /version 2003**).
- ❖ Règles de calcul du béton armé aux états limites ultimes (**BAEL**).
- ❖ Documentation technique réglementaire(**DTR**).
- ❖ Conception du béton armé (**CBA**)

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures, dans le but de réaliser une construction qui répond à toutes les exigences de résistance et de sécurité.

Introduction :

On regroupera sous le terme « Bâtiment » les immeubles à usages d'habitation et de commerce. Il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation, et d'une partie hors terre superstructure : rez-de-chaussée et étages courantes. L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1) Description de l'ouvrage :

Le projet que nous allons étudier est un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+6+charpente) qui est implanté à **Tizi-Ouzou**. Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 modifié en 2003**), cet ouvrage est classé dans la catégorie d'ouvrage de moyenne sismicité (**IIa**). Notre ouvrage est classé, selon sa destination, dans le groupe d'usage 2 : «Ouvrages courants d'importance moyenne».

Caractéristiques géométriques :

- ✓ Hauteur totale.....26.36m
- ✓ Longueur totale.....21.75m
- ✓ Largeur totale.....20.10m
- ✓ Hauteur du RDC4,59m
- ✓ Hauteur de l'étage 3.06m
- ✓ Hauteur de l'attique.....3.06m

I.2) Les éléments de l'ouvrage :

I.2.1) L'ossature :

Notre structure est a ossature mixte, composé de :

- ✓ Portique transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- ✓ Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation...)

Les voiles reprennent au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues au charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

I.2.2) Le plancher :

Le plancher est une aire plane en béton armé, coulé sur place. Constituant une séparation entre deux niveaux, il permet:

- ✓ La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages,
- ✓ La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs,
- ✓ L'isolation acoustique et thermique entre étages,
- ✓ Le support des plafonds et revêtements.

a) **Plancher en corps creux** : Les planchers en corps creux sont constitués de :

a.1) **Nervures** : Appelé poutrelles. Elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges permanente et les charges d'exploitations.

a.2) **Corps creux** : Il se met entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

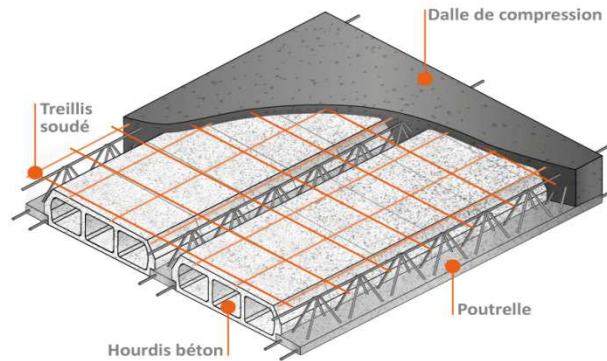


Figure I.1 : plancher en corps creux.

a.3) **Dalle de compression en béton** : Dalle en béton de **4cm** à **5cm**, armé d'un quadrillage d'armature pour limiter les risques de fissuration.

b) **Dalles pleines** : La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Dans notre structure on a utilisé ce type de plancher au niveau :

- ✓ **Des paliers de repos et d'arrivée des escaliers** : dalle pleine reposant sur trois appuis, d'épaisseur variante de 15 à 20 cm.
- ✓ **Balcon** : Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.
- ✓ **Porte à faux** : une installation dite en porte à faux lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui elle-même au-dessus d'un vide.

I.2.3) La maçonnerie :

Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- ✓ Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 10cm séparés d'une lame d'air de 5cm au total on aura un mur de **25cm** d'épaisseur.
- ✓ Les murs de séparation intérieurs sont réalisés en une simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

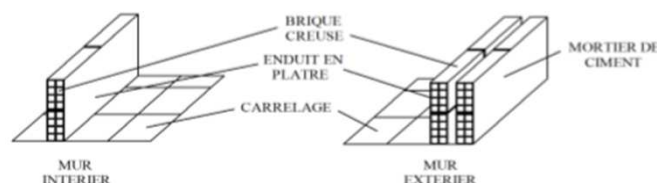


Figure I.2: Les murs intérieurs et extérieurs.

I.2.4) Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour les salles de bain et cuisine.
- ✓ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs.
- ✓ Protection multicouche pour les terrasses inaccessibles.

I.2.5) L'escalier :

On a un type d'escaliers c'est l'escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau à un autre ; par contre l'escalier du RDC est constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès au 1^{er} étage.

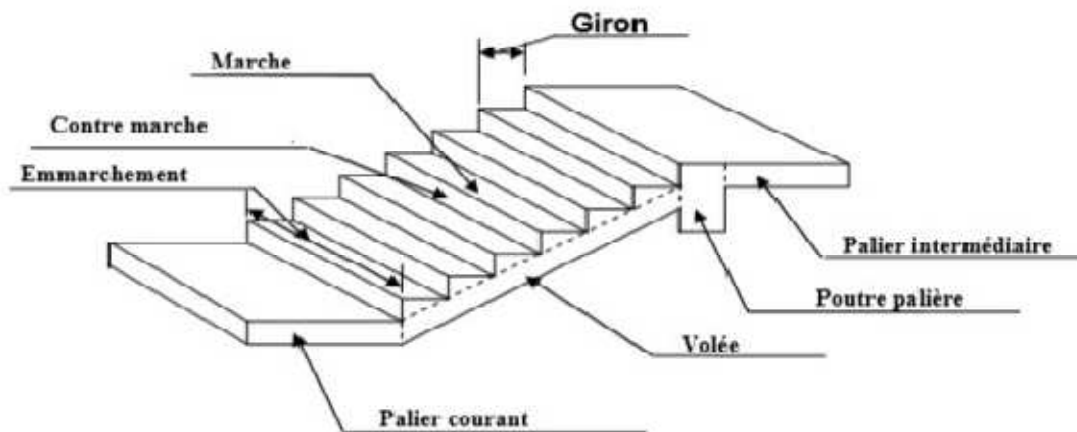


Figure I.3: Coupe schématique d'un escalier.

I.2.6) La toiture (La charpente) :

La toiture : C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur des édifices contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et l'humidité. Elle est en tuiles de terres cuites.

Les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture. Elle a pour rôle de porter le matériau de couverture et de résister aux actions du vent.

La charpente traditionnelle : est réalisée par :

- ✓ Des **fermes** qui s'appuient sur les murs.
- ✓ Des **pannes** qui reposent sur les fermes.
- ✓ Des **chevrons** fixés sur les pannes, ils servent de support aux matériaux de couverture.

Notre bâtiment sera munie d'une charpente a deux versant elle est compose de panne, liteaux et chevrons, Elle est inclinée d'un angle ($\alpha=13.5^\circ$) par rapport à l'horizontale.

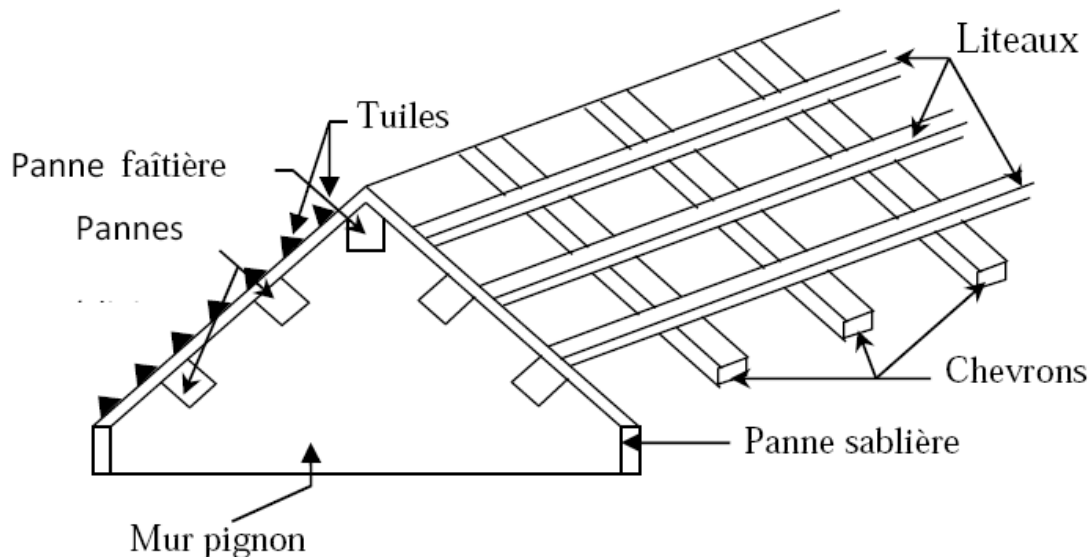


Figure I.4: Schéma descriptif de la toiture.

I.2.7) Les acrotères :

C'est des murets en béton armé situés en bordures de toitures des terrasses inaccessible pour permettre le relevé d'étanchéité.

I.2.8) Les fondations :

La fondation est un ouvrage d'infrastructure. Son ancrage dans le sol assure la stabilité du bâtiment. Son rôle est de fournir des appuis capables de supporter les charges de la superstructure et de les transmettre au sol. Pour assurer cette fonction ; Les fondations doivent :

- ✓ Être liaisonnées avec la structure (ferraillage, platines d'ancrage).
- ✓ Être rigides de par leurs dimensions et leur ferraillage.
- ✓ transmettre les charges au "bon sol".

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3) Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.4) Caractéristiques géotechniques du sol :

Vue qu'on n'a pas eu le rapport de sol, dans notre étude, alors on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble avec une contrainte $\sigma_{sol}=2 \text{ bar}$.

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (*RPA99 modifié en 2003*) ainsi qu'aux règles de béton armé aux états limites (*BAEL 91*).

I.5.1) Béton:

a) Généralités :

Le béton est un matériau de construction qui possède une grande résistance à la compression (20 à 40Mpa) et une faible résistance à la traction (2 à 4MPa). Et son poids volumique est de l'ordre de :

- ✓ 2300 à 2400daN/m³ si le béton n'est pas armé.
- ✓ 2500daN/m³ s'il est armé.

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

- ✓ une résistance mécanique élevée.
- ✓ un retrait minimum.
- ✓ une bonne tenue dans le temps.

❖ Composition du béton:

- **Liant hydraulique (ciment):** il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.
- **Granulat (sable, gravier),** tel que:
 - Sable de dimension ($0 < D_s \leq 5$) mm.
 - Gravier de dimension ($5 < D_g \leq 25$) mm.
- **Les adjuvants :** Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (1 à 2.5% du poids du ciment) pour modifier ou améliorer sa propriété selon le besoin. **Exemple :** les plastifiants les retardateurs ou accélérateurs.
- **L'eau de gâchage :** Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton. Le béton est défini par sa résistance caractéristique désigné par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours) et de sa résistance à la traction déduite de celle de la compression.

En conclusion le dosage définitif en ciment (C) dépend du rapport C/E donc de la qualité d'eau, soit donc de la consistance (affaissement) du béton visée.

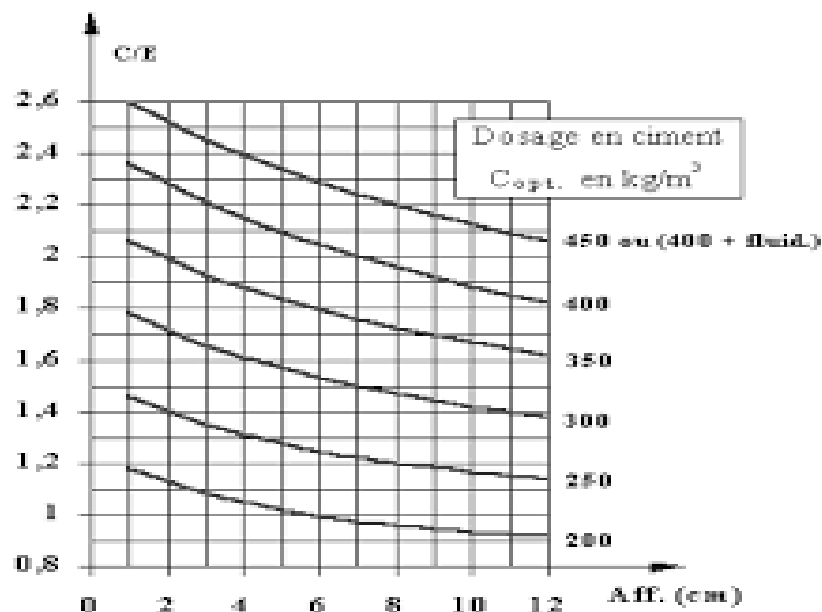


Figure I.5: Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône d'ABRAMS)

❖ **Le béton possède les qualités suivantes :**

- ✓ Une très bonne résistance à la compression.
- ✓ Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- ✓ Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales.
- ✓ Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique qui doit être conforme aux règles du BAEL.

❖ **Modules de déformations longitudinales du béton:**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91/Art 2.1, 21})$$

Pour j=28jours $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2\text{MPa}$.

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé, défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad (\text{BAEL91/Art 2.1, 22})$$

Pour j=28jours $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865\text{MPa}$.

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Art A.2.1.3BAEL91})$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν: Coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad (\text{Art. A.2.1.3BAEL91})$$

Il est pris égale à :

ν = 0 pour des justifications à ELU.

ν = 0,2 pour des justifications à ELS.

b) Résistance caractéristique du béton à la compression et à la traction :

Pour j < 28jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \quad (\text{Art.A.2.1.11.BAEL91})$$

b.1) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (âge de maturité) noté **f_{c28}**. Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées 16×32. Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa **(RPA99v2003 /A.7.2.11).**

Dans ce projet, la résistance caractéristique du béton à 28jours est égale à : **25MPa** (condition vérifié).

b.2) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL91mod99/A2.1.12).}$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1\text{MPa} \quad f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

c) Les contraintes limites de calcul :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites:

c.1) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj} \quad \text{(Art .A.4.3.41BAEL91)}$$

Avec :

γ_b : le coefficient de sécurité de béton en fonction de la situation de l'action.

Qui a pour valeur : $\begin{cases} 1,50 \\ 1,15 \end{cases}$

$\gamma_b = 1,50$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h ($T > 24h$).

$\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h ($1h < T < 24h$).

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h ($T < 1h$)

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2\text{Mpa}...$ (Situation Courante)

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74\text{MPa} ...$ (Situation Accidentelle)

❖ Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.U)

Le diagramme contraintes –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole- rectangle).

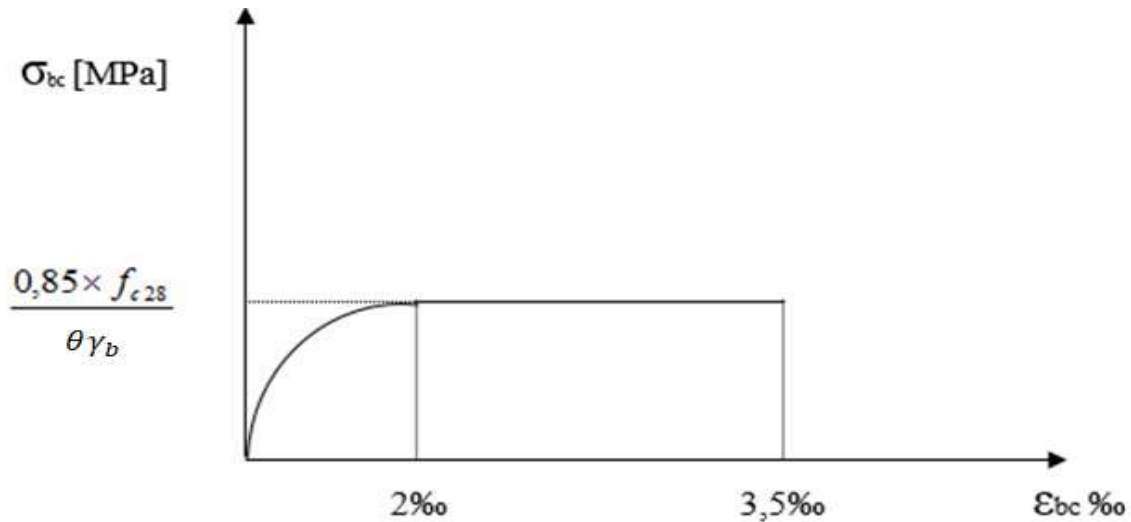


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Avec : ε : raccourcissement du béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton en compression.

c.2) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- ✓ Compression du béton.
- ✓ L'ouverture des fissures.
- ✓ Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$ (MPa)

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$.

❖ **Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.S)**

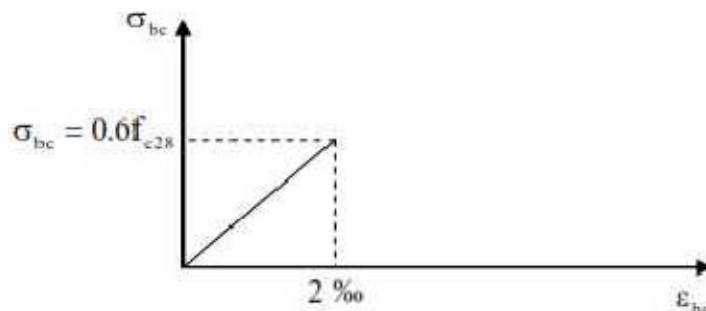


Figure I.7: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

c.3) Contrainte limite de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad (\text{Art A.5.1.1 / BAEL91})$$

Avec :

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU) ;

b : Valeur de la longueur de la section cisailée;

d : Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$) ;

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \quad \leftrightarrow \quad \text{pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} \quad \leftrightarrow \quad \text{pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.5.2) Acier :

a) Généralités :

Comme béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais pas à la traction, c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface :

- ✓ Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de $\leftrightarrow f_e = 215 \text{ MPa}$ et de $f_e = 235 \text{ MPa}$.
- ✓ Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de $\leftrightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$ et de $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- ✓ Treillis soudé de type 520 $\leftrightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$.

Avec :

f_e : la limite d'élasticité des aciers.

❖ 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.



Figure I.8 : Treillis soudé.

❖ Module d'élasticité longitudinale :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

(Art-2.2.1.BAEL91)

❖ Coefficient de Poisson des aciers : $\nu = 0,2$

b) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

b.1) Etat limite Ultime ELU :

(Art A.4.3.2 BAEL91)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation. Elle est définie par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec:

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité garantie.

On note:

γ_s : le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur : $\begin{cases} 1,15 \\ 1,00 \end{cases}$

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

❖ **Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers.**

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

b.2) Etat limite Service ELS :

(Art A.4.5.3 BAEL91)

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant 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.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

- ❖ Fissuration peu nuisible
- ❖ Fissuration préjudiciable
- ❖ Fissuration très préjudiciable

C) Diagramme contraintes déformations :

Pour les états limites ultimes de l'acier, les contraintes de calcul (σ_s) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de la déformation (ε_s) définies par le diagramme suivant :

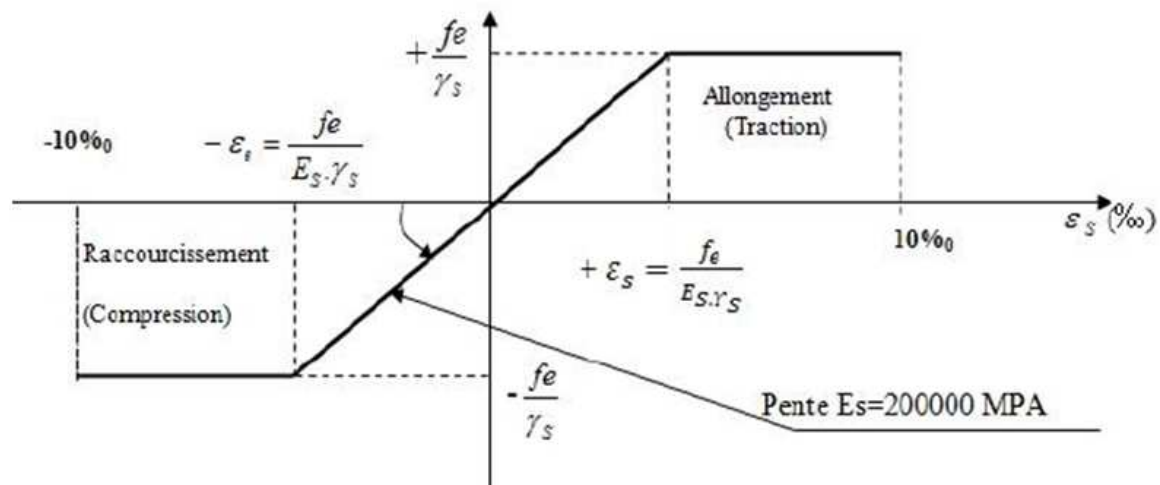


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'E.L.U. (BAEL91/Art2.2, 2)

d) Protection des armatures:

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 ≥ 5 cm**, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives;
- ✓ **C ≥ 3 cm**, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations);
- ✓ **C ≥ 2 cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations ;
- ✓ **C ≥ 1 cm**, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

Conclusion :

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au pré-dimensionnement des éléments.

Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre ouvrage, afin d'assurer une bonne résistance. Ce pré dimensionnement se fait en se référant les recommandations en vigueur à savoir :

- ✓ **Le RPA 99 version 2003**
- ✓ **Le BAEL 91**
- ✓ **DTR**

II. Pré dimensionnement :**II.1) Pré dimensionnement des planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane pour limite les charges et supporte les revêtements et les surcharges.

a) Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers en corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, le tout couvrir par une dalle de compression de 4cm d'épaisseur, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher est donné sous la forme suivante :

$$h_t \geq \frac{l'}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec : $l' = L_{\max} - b_{\min}$ (poteau)

b_{\min} : largeur minimale des poteaux exigés par le **RPA** en zone **IIa**; $b_{\min} = 25\text{cm}$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

h_t : épaisseur de la dalle.

l' : longueur maximale entre nus d'appuis des travées dans le sens de la disposition des poutrelles.

✎ Remarque :

On va prendre en premier temps la section minimale des poteaux exigés par le **RPA** en zone **IIa** (25x25) cm²  **$b_{\min} = 25\text{cm}$**

Dans notre cas nous avons : $l' = 350 - 25 = 325\text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{l'}{22.5} = \frac{325}{22.5} = 14.44\text{ cm}$$

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

e_p : épaisseur du corps creux.

e_c : épaisseur de la dalle de compression.

On adopte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = 16 + 4 = 20\text{cm} \geq 14.44\text{cm}$...Condition vérifiée

Donc :

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

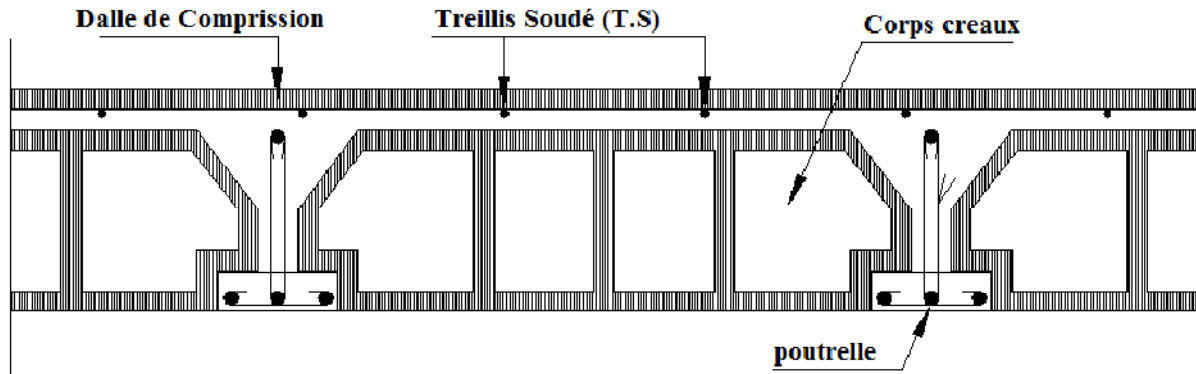


Figure II.1 : Schémas d'un plancher au corps creux.

b) Plancher dalle pleine :

Ce sont des planchers minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ la résistance au feu,
- ✓ la résistance à la flexion.
- ✓ l'isolation acoustique.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes:

b.1) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$L_0 = 1.30\text{m} = 130\text{cm}$.

Donc: $e \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm}$  **$e \geq 13\text{cm}$**

b.2) Condition de résistance au feu :

- **$e = 7\text{ cm}$** : pour une heure de résistance au feu.
- **$e = 11\text{ cm}$** : pour deux heures de résistance au feu.
- **$e = 17,5\text{ cm}$** : pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, C'est-à-dire : **$e_p \geq 15\text{ cm}$** .

Finalement on opte pour une épaisseur **$e = 15\text{ cm}$**

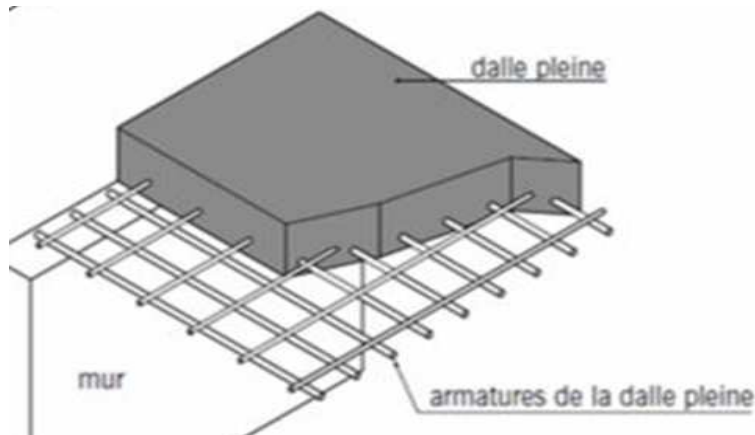


Figure II.2 : Plancher en dalle pleine.

II.2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place. Elles ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes:

➤ **Hauteur « ht » :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

➤ **Largeur « b » :** $0.4 h \leq b \leq 0.7 h_t$ (*Règlement BAEL 91*)

Avec:

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{max} : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$b > 20\text{cm}$

$h > 30\text{ cm}$

$h/b < 4\text{cm}$ (*RPA 99/ Art 7.5.1*)

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

a) Poutre principale:

$$L_{max} = 450 - 25 = 425\text{cm}$$

$$425 / 15 \leq h_{pp} \leq 425 / 10 \Leftrightarrow 28.3 \leq h_{pp} \leq 42.5 \Leftrightarrow \text{On prend: } h_{pp} = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \text{CV}$$

$$0.4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 35 \Leftrightarrow 14.0 \leq b_{pp} \leq 24.5 \Leftrightarrow \text{On prend : } b_{pp} = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \text{CV}$$

La section de la poutre principale ($b_{pp} \times h_{pp}$) = $(30 \times 40) \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots \text{CV}$

b) Poutre secondaire (suivant l'axe x-x) :

$$L_{max} = 350 - 25 = 325\text{cm}$$

$$325 / 15 \leq h_{ps} \leq 325 / 10 \Leftrightarrow 21.67 \leq h_{ps} \leq 32.5 \Leftrightarrow \text{On prend: } h_{ps} = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \text{CV}$$

$$0.4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \leq b_{ps} \leq 21 \Leftrightarrow \text{On prend : } b_{ps} = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \text{CV}$$

La section de la poutre secondaire ($b_{ps} \times h_{ps}$) = (30x35) cm² $\Leftrightarrow 35/30 = 1.17 < 4$CV

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : (30 x 40) cm².
- Poutres secondaires : (30x35) cm².

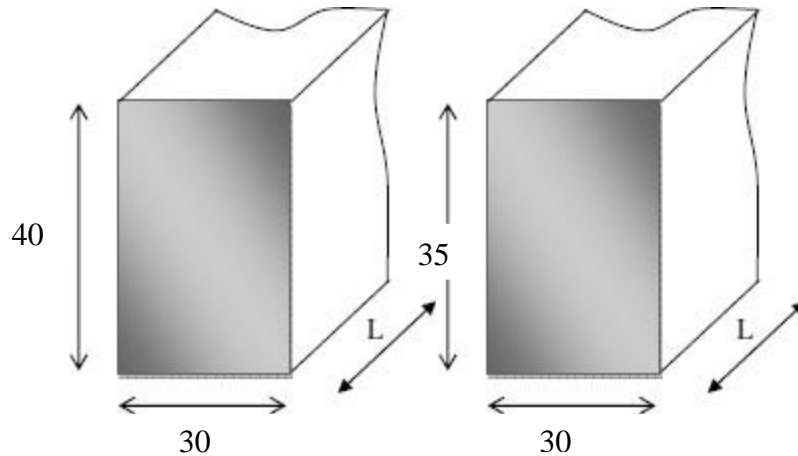


Figure II.3: Coupes des poutres principales et secondaires

c) Poutre de chaînage (suivant l'axe x-x) :

c.1) Poutre de chaînage du porte à faux:

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$325 / 15 \leq h_{pc} \leq 325 / 10 \Leftrightarrow 21.67 \leq h_{pc} \leq 32.5 \Leftrightarrow \text{On prend : } h_{pc} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$0.4 \times 30 \leq b_{pc} \leq 0.7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \leq b_{pc} \leq 21 \Leftrightarrow \text{On prend : } b_{pc} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

La section de la poutre de chaînage du porte à faux est :

$$(b_{pc} \times h_{pc}) = (25 \times 30) \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 30/25 = 1.2 < 4 \dots \text{Condition vérifiée}$$

c.2) Poutre de chaînage pour les balcons:

$$L_{\max} = 315 - 25 = 290 \text{ cm}$$

$$290 / 15 \leq h_{pc} \leq 290 / 10 \Leftrightarrow 19.33 \leq h_{pc} \leq 29 \Leftrightarrow \text{On prend : } h_{pc} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$0.4 \times 30 \leq b_{pc} \leq 0.7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \leq b_{pc} \leq 21 \Leftrightarrow \text{On prend : } b_{pc} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

La section de la poutre de chaînage de balcon est :

$$(b_{pc} \times h_{pc}) = (25 \times 30) \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 30/25 = 1.2 < 4 \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Poutres inclinées de la toiture :

Sont des chaînages inclinés ou rampants, leur dimensions dépend de la portée de la poutre, dans notre cas on prendra les dimensions suivantes : (b ; h) = (30;40) cm

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

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(b ; h) = (30;40) \text{ cm} \Leftrightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) La poutre palière:

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$325 / 15 \leq h \leq 325 / 10 \Leftrightarrow 21.67 \leq h \leq 32.50 \Leftrightarrow \text{On prend: } h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 21 \Leftrightarrow \text{On prend: } b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$\text{La section de la poutre palière } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 35/30 = 1.16 < 4 \dots \text{CV}$$

II.3) Pré dimensionnement des voiles :

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 chargements horizontaux.

D'après le (**RPA 99 V2003 Art7.7.1**), le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ L'épaisseur du voile (e) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

$$a_{\min} = e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$h_e = h - e_p$$

Avec :

e ; a : épaisseur du voile ;

h_e : hauteur libre d'un étage ;

h : hauteur d'étage ;

e_p : épaisseur du plancher ;

L : largeur du voile.

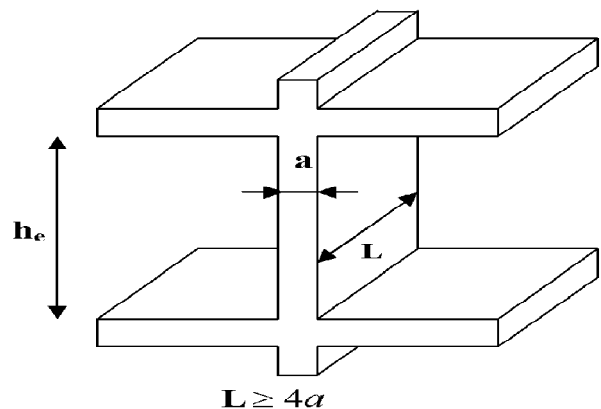


Figure II.4: Coupe verticale du voile.

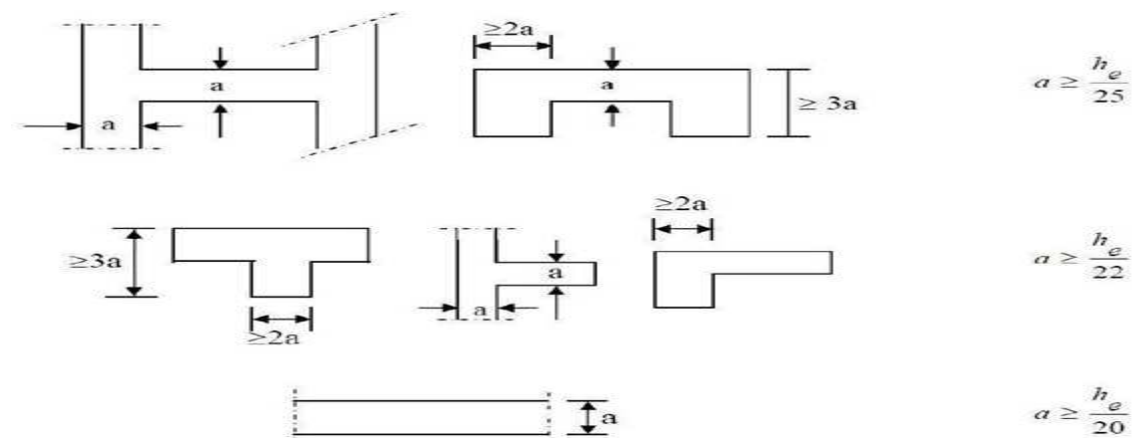


Figure II.5 : Coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

Pour le cas de notre structure, nos voiles sont de type linéaire on utilise alors la relation suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

✓ **Pour RDC :**

$$h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 459 - 20 = 439 \text{ cm} \Rightarrow e = a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{439}{20} = 21.95 \text{ cm}$$

D'où : $a = 22 \text{ cm}$

✗ Pour raison de faciliter la mise en œuvre on prend $a = 25 \text{ cm}$

✓ **Pour l'étage courant :**

$$h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

D'où : $a = 25 \text{ cm}$

❖ **Longueur du voile :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a = 4e$

On a :

$$4a = 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 180 \text{ cm}$$



$$L_{\min} \geq 4a = 4e \Leftrightarrow 180 \geq 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

La condition du **RPA** est vérifiée, tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

II.4) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux seront redimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal **Ns**. L'effort **Ns** sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (**RPA 99 V 2003, A7.4.1**).

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

$$\checkmark \text{ Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

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



en zone I et IIa (Notre cas)

en zone III et IIb

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

La section du poteau sera déterminée par cette formule :

$$S \geq Ns / \sigma_{bc}$$

Avec:

Ns : l'effort normal de compression à la base du poteau ; $Ns = G + Q$

S : section du poteau ;

G : charge permanente ; $G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}}$

Q : charge d'exploitation ;

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression ; $\sigma_{bc} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

❏ **Remarque :**

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

II.4.1) Détermination des Charges et surcharges :**a) Charges permanentes (G) :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par Le (**DTR B.C.2.2**).

❖ **Toiture :**

L'inclinaison de la toiture est : $\alpha=13.5^\circ$

N°	Elément	Application Numérique	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	$\frac{0.45}{\cos(13.5^\circ)}$	0.46
2	Chevrans et pannes	$\frac{0.10}{\cos(13.5^\circ)}$	0.10
3	Mur pignon (cloison)	9x0.10	0.90
Charge totale de la Charpente		0.46+0.10+0.90	1.46

❖ **Plancher comble :**

N°	Elément	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Plancher en corps creux	20	/	2.8
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente de la comble				3

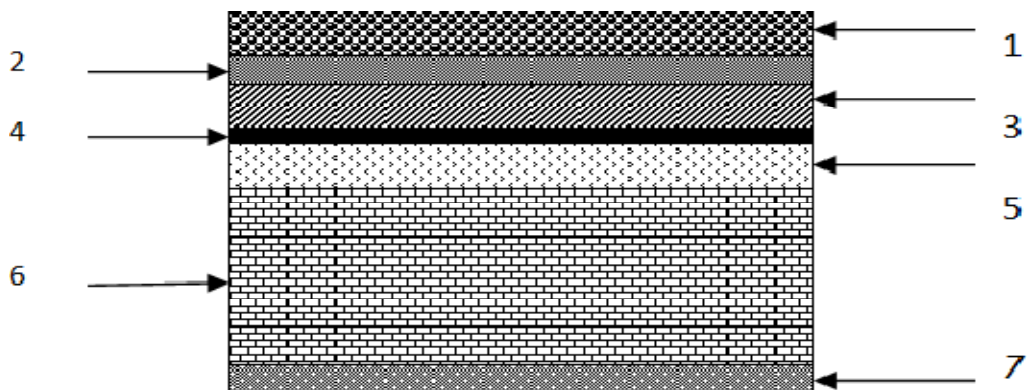
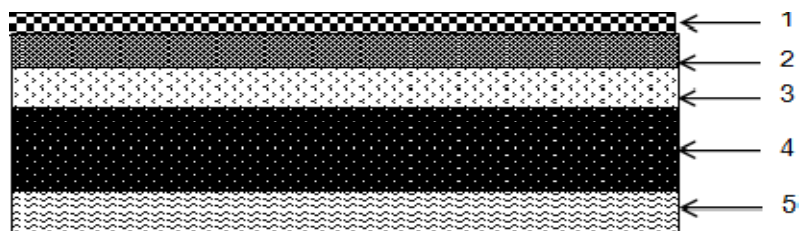
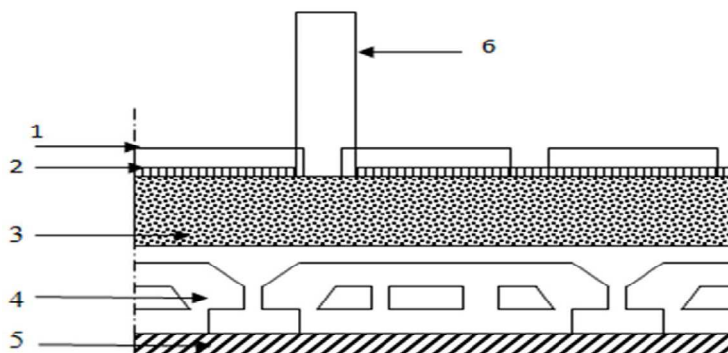
❖ **Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible) :**

Figure .II.6: Coupe transversale de la terrasse (inaccessible).

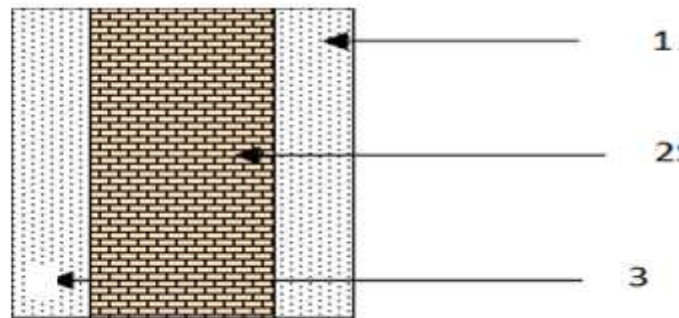
N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Béton en forme pente	0.07	22	1.54
4	Papier kraft	2 feuilles	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge totale de la terrasse inaccessible.				5.68

❖ *Plancher dalle pleine :***Figure .II.7 :** Coupe d'un plancher en dalle pleine.

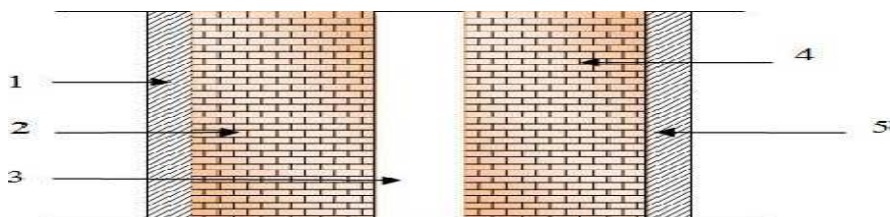
N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente du plancher en dalle pleine				5.51

❖ *Plancher étage courant et RDC:***Figure II.8:** Coupe verticale du plancher étage courant et RDC.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.14	/	1
Charge permanente totale de plancher étage courant et RDC				5.16

❖ **Les murs intérieurs:****Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur.**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charges permanentes du mur intérieur				1.3

❖ **Les murs extérieurs:****Figure II.10 : Coupe verticale d'un mur extérieur.**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente du mur extérieur				2.36

❖ **L'acrotère:**

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma à côté, vont nous permettre de déterminer la charges permanente correspondantes : $G = \rho \times S$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton (KN/m³) ;

S : section longitudinale de l'acrotère (m²);

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

$S = (0.65 \times 0.10) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.10 \times 0.10}{2}\right) = 0.075 \text{ m}^2$

$G = 25 \times 0.075 = 1,88 \text{ KN/ml}$

$G = 1,88 \text{ KN/ml}$

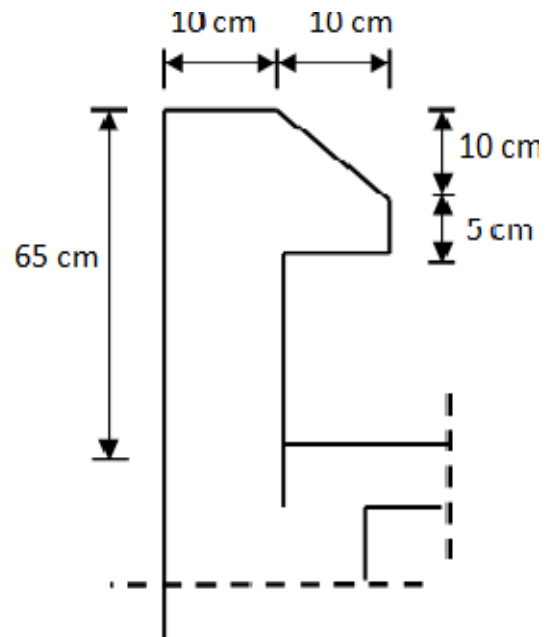


Figure. II.11 : Coupe verticale de l'acrotère.

b) Surcharges d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exportations sont données par les (**DTR B.C 2.2**) dans le tableau suivant :

N°	Les éléments de la structure	Surcharge Q (KN/m ²)
1	Plancher toiture	1
2	Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
3	Plancher étage RDC à usage commercial	3.5
4	Terrasse inaccessible à N4.59	1
5	Acrotère à N4.59	1
6	L'escalier	2.5
7	Balcon	3.5

II.4.2) Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouvé la section adoptée dans les différents étages.

a) La surface d'influence:

❖ **La surface du plancher courant revenant au poteau :**

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des portiques (2) et (C) comme le montre la figure ci-après.

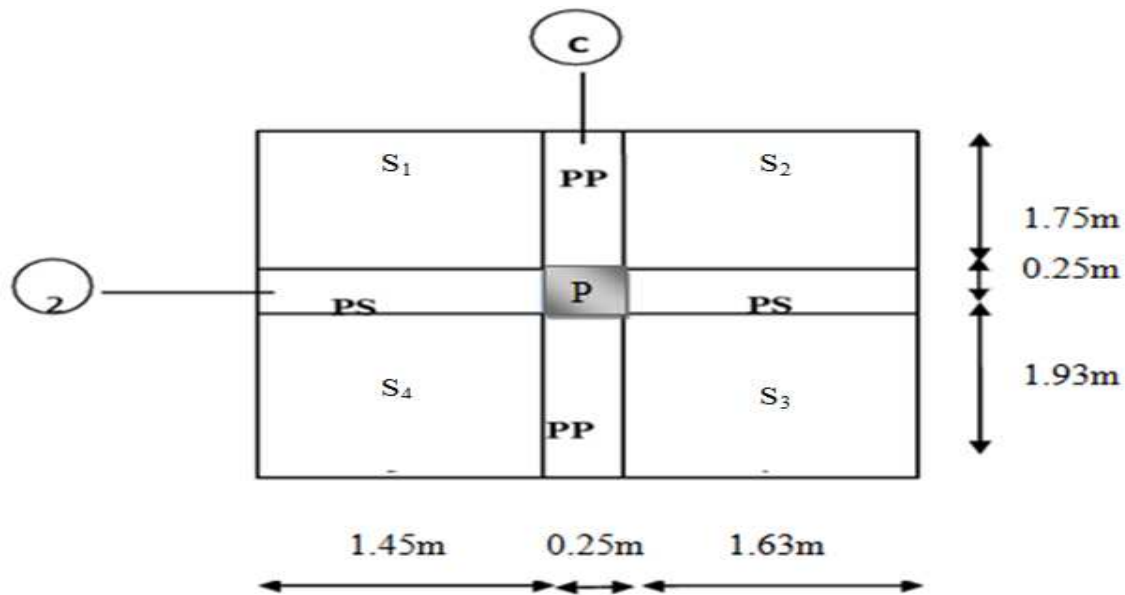


Figure II.12 : Position du poteau le plus sollicité (C2).

Le **RPA** exige au minimum la section des poteaux à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ pour la **zone IIa**. On utilise donc, cette section donnée par le règlement.

✂ **Surface brute :**

$$S_{\text{brute}} = \left(\frac{3.15 + 3.50}{2} \right) \times \left(\frac{3.75 + 4.10}{2} \right) = (1.58 + 1.75) \times (1.88 + 2.05) = 3.33 \times 3.93 = 13.09 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{brute}} = 13.09 \text{ m}^2.$$

✂ **Surface nette :**

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$= (1.75 \times 1.45) + (1.75 \times 1.63) + (1.93 \times 1.45) + (1.93 \times 1.63) = 2.54 + 2.85 + 2.79 + 3.15 = 11.33 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{nette}} = 11.33 \text{ m}^2$$

❖ **La surface horizontale de la toiture revenant au Poteau :**

Elle se compose de deux versants inclinés, de même angle α .

✂ **Calcul de α :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{0.94}{3.93} = 0.239 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 13.5^\circ$$

✂ **Calcul de X_2 :**

$$X_2 = \frac{4.10/2}{\cos \alpha} = \frac{2.05}{\cos 13.5^\circ} = 2.11 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad X_2 = 2.11 \text{ m}$$

✂ **Calcul de X_1 :**

$$X_1 = \frac{3.75/2}{\cos \alpha} = \frac{1.88}{\cos 13.5^\circ} = 1.93 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad X_1 = 1.93 \text{ m}.$$

✂ **Calcul de X :**

$$X = \sqrt{(1.88 + 2.05)^2 + 0.94^2} = \sqrt{3.93^2 + 0.94^2} = 4.04 \text{ m}$$

$$X = X_1 + X_2$$

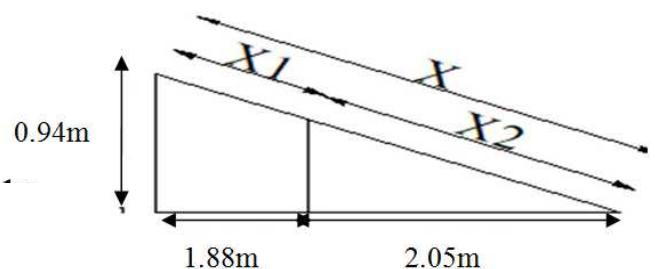


Figure II.13 : Coupe Verticale de la charpente.

✎ **La surface de la toiture inclinée S_t :**

$$S_t = L \left(\frac{X}{2} \right) = 2 \left(\frac{3.15}{2} + \frac{3.50}{2} \right) \times \left(\frac{4.04}{2} \right) = 2(1.58+1.75) \times (2.02) = 2 \times 3.33 \times 2.02 = 13.46 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 13.46 \text{ m}^2.$$

b) Calcul des poids propres des éléments :

❖ **Les poteaux :** $P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$


Avec :

S : section des poteaux en zone **IIa** $\geq (25 \times 25) \text{ cm}^2$ (RPA 99/version 2003)

ρ : poids volumique du béton $\Leftrightarrow \rho = 25 \text{ KN/m}^3$;

h_e : hauteur d'étage ;

☞ Comble :  $P_{\text{Comble}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 1.84 = 2.88 \text{ KN}.$

☞ Etage courant :  $P_{\text{étage}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 2.86 = 4.469 \text{ KN}.$


☞ RDC :  $P_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.39 = 6.86 \text{ KN}.$


❖ **Les poutres :** $P_{\text{poutre}} = h \times b \times \rho \times L$


Avec :

ρ : poids volumique du béton $\Leftrightarrow \rho = 25 \text{ KN/m}^3$;

L : longueur de la poutre ;

☞ Les poutres principales (30x35)  $P_{\text{pp}} = (1.93+1.75) \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 9.66 \text{ KN}.$

☞ Les poutres secondaires (25x30)  $P_{\text{ps}} = (1.45+1.63) \times 0.25 \times 0.30 \times 25 = 5.78 \text{ KN}.$

☞ Les poutres de la toiture (30x35)  $P_{\text{pt}} = \left[\left(\frac{4.04}{2} \right) \times 0.35 \times 0.30 \times 25 \right] \times \cos 13.5^\circ = 5.16 \text{ KN}.$

❖ **Les planchers:** $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$

☞ Etage courant et RDC  $P_{\text{ec}} = 5.16 \times 11.33 = 58.31 \text{ KN}.$

☞ La toiture  $P_t = 1.48 \times 13.46 \times \cos 13.5^\circ = 19.37 \text{ KN}.$

☞ Plancher sous toiture  $P_{\text{pst}} = 3 \times 11.33 = 33.99 \text{ KN}.$

c) Loi de dégression des surcharges :

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 tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux **$n \geq 5$ niveau**

Où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable (**D.T.R B.C 2.2 Art 6.3**)

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la toiture ;

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 ;

❖ **Coefficient de dégression de charges :** $\frac{3+n}{2n}$

Niveau	Charpente	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70

❖ **Les surcharges d'exploitation :** $Q_{\text{plancher}} = Q \times S_{\text{nette}}$

☞ Plancher toiture :

$1 \times 6.73 = 6.73 \text{ KN}$

☞ Plancher sous toiture :

$1 \times 11.33 = 11.33 \text{ KN}$

☞ Plancher d'étage courant à usage d'habitation :

$1.5 \times 11.33 = 16.995 \text{ KN}$

☞ Plancher étage RDC à usage commercial:

$3.5 \times 11.33 = 39.655 \text{ KN}$

❖ **Les surcharges cumulées Q_n :**

Les règles du (BAEL 91-99) nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

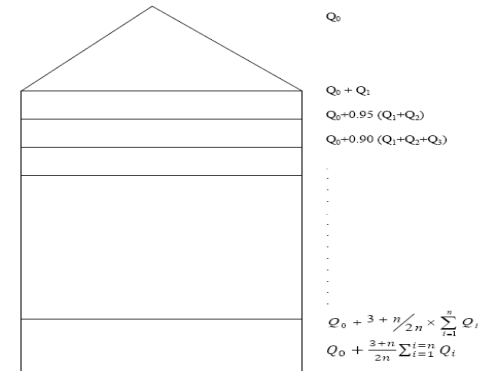
$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$\Sigma_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$\Sigma_7 = Q_0 + 0.70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) \dots \text{pour } n \geq 5$

❖ **Application numérique :**❖ **Tableau II.1 : dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Niveaux	$\Sigma_n(\text{KN})$	Opérations	Résultats(KN)
Charpente	Σ_0	6.725	6.725
Niveau6	Σ_1	6.725+16.99	23.715
Niveau5	Σ_2	6.725+0.95 (2x16.99)	39.006
Niveau4	Σ_3	6.725+0.90 (3x16.99)	52.598
Niveau3	Σ_4	6.725+0.85 (4x16.99)	64.491
Niveau2	Σ_5	6.725+0.80 (5x16.99)	74.685
Niveau1	Σ_6	6.725+0.75 (6x16.99)	83.180
RDC	Σ_7	6.725+0.70 (6x16.99 +39.66)	105.845

❖ **Dimensionnement des poteaux :**

La descente de charges est effectuée pour le poteau le plus sollicité en fonction de sa surface d'influence.

La section du poteau est choisie selon la formule suivante: $\sigma = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

N : effort normal ;

S : section de poteau ;

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite admissible du béton à la compression ($\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} = 1.5 \text{ KN/cm}^2$)

On fait la descente de charges à l'ELS avec la combinaison $N = G_c + Q_c$

Et on prend : $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

❖ **Tableau II. 2: Sections des poteaux :**

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort normal	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G _{tot}	G _{cum}	Q _i	Q _{cum}	N (KN)	Section trouvée	Section Adopté
C	19.356	2.880	10.940	33.176	33.176	13.45	6.725	39.901	26.6006	30x30
6	63.901	4.781	15.440	84.122	117.298	16.99	23.715	141.013	94.009	30x30
5	63.901	4.781	15.440	84.122	201.420	16.99	39.006	240.426	160.284	30x30
4	63.901	4.781	15.440	84.122	285.542	16.99	52.598	338.14	225.427	35x35
3	63.901	4.781	15.440	84.122	369.664	16.99	64.491	434.155	289.437	35x35
2	63.901	4.781	15.440	84.122	453.786	16.99	74.685	528.471	352.314	35x35
1	63.901	4.781	15.440	84.122	537.908	16.99	83.180	621.088	414.059	40x40
R	63.901	7.172	15.440	86.513	624.421	39.66	105.85	730.266	486.844	40x40

❖ **Remarque :** On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs à celles trouvées dans les calculs pour les raisons suivantes :

- Une bonne répartition des aciers ;
- Eviter la rotule plastique dans les poteaux.

II.4.3) Vérification des conditions (RPA99/version2003) :

❖ **Tableau II. 3: Vérification de RPA**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée (cm)	Vérification (cm)	Observation
RDC et 1 ^{er} étage (40x40)	Min (b ; h) ≥ 25cm	Min (40 ; 40) = 40cm	40cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (b ; h) ≥ h _e /20	439/20=21.95 ; 286/20=14.3	40 ≥ 21.95 ; 40 ≥ 14.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h=40/40=1	1/4 < 1 < 4	Condition vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage (35x35)	Min (b ; h) ≥ 25cm	Min (35 ; 35) = 35cm	35cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (b ; h) ≥ h _e /20	286/20=14.3	35 ≥ 14.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h=35/35=1	1/4 < 1 < 4	Condition vérifiée
5 ^{ème} et le 6 ^{ème} et la comble (30x30)	Min (b ; h) ≥ 25cm	Min (30 ; 30) = 30cm	30cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (b ; h) ≥ h _e /20	286/20=14.3 ; 184/20=9.2	30 ≥ 14.3 ; 30 ≥ 9.2	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h=30/30=1	1/4 < 1 < 4	Condition vérifiée

II.4.4) Vérification au flambement :

Lorsqu'un poteau élancé est soumis à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale c'est le **flambement**.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).

✓ La nature des appuis.

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

Avec :

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

L_0 : hauteur libre du poteau ;

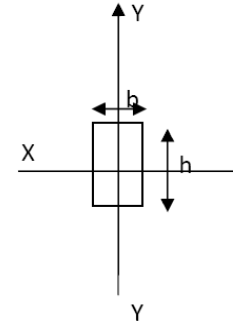
i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hxb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{b x h^3}{12}$).

$$h \geq b \Rightarrow I_{xx} \geq I_{yy} \Rightarrow i_{xx} \geq i_{yy} \Rightarrow \lambda_{xx} \leq \lambda_{yy}$$

$$\text{Si : } \lambda_{yy} \leq 50 \Rightarrow \lambda_{xx} \leq 50$$



❖ **Tableau II. 4: Vérification au flambement**

N	B (cm)	h (cm)	$I_x=I_y$ (cm ⁴)	S (cm ²)	$i_x=i_y$ (cm)	L_0 (cm)	L_f (cm)	$\lambda_x=\lambda_y$	Observation
C	30	30	67500	900	8.660	267	186.9	21.582	Condition vérifiée
5 ; 6	30	30	67500	900	8.660	286	200.2	23.118	Condition vérifiée
2 ; 3 ; 4	35	35	125052.08	1225	10.104	286	200.2	19.815	Condition vérifiée
I	40	40	213333.33	1600	11.547	286	200.2	17.338	Condition vérifiée
RDC	40	40	213333.33	1600	11.547	439	307.3	26.613	Condition vérifiée

La condition de flambement s'applique sur le poteau le plus élancer, dans notre cas $h_{\max} = h_{Rdc} = 439\text{cm}$.

$\lambda_y = \lambda_{\max} = 26.613 \leq 50$ Condition vérifiée.

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont **prémunis contre le risque de flambement**.

Conclusion :

A ce niveau on a pré dimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ✓ Poutres principales : **30×40** ;
- ✓ Poutres secondaires : **30×35** ;
- ✓ Epaisseur des balcons en dalle pleine : **15cm** ;
- ✓ Epaisseur des voiles : **25cm** ;
- ✓ Epaisseur planché en corps creux : $16 + 4 = \mathbf{20cm}$;
- ✓ Sections adoptées pour les poteaux :
 - RDC et le 1^{er} niveau : **40× 40** ;
 - 2^{ème} et 3^{ème} ; 4^{ème} niveau : **35×35** ;
 - 5^{ème} ; 6^{ème} niveau et la Comble: **30 ×30**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent. Les dimensions des éléments réalisés dans ce chapitre peuvent être changées.

Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement); ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (**BAEL 91**) et le **RPA**.

III.1) Calcul de l'escalier:

III.1.1) Définition des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

Notre structure est composée d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux du RDC jusqu'au dernier niveau. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place. On a un type d'escalier c'est l'escalier droit.

Escalier du RDC : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

Escaliers étages courants: comportent deux volées avec un palier intermédiaire.

Mais l'étude de nos escaliers se résume à faire des calculs pour Les deux cas.

➤ Terminologie :

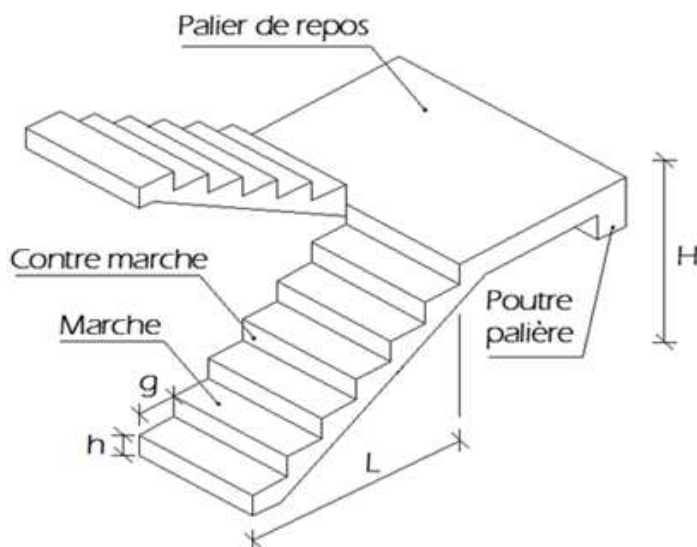


Figure III.1.1 : Terminologie d'un escalier.



Figure III.1.2 : Vue 3D d'un escalier à 2 volée.

La marche : est la surface plane sur laquelle se pose le pied ;

La contre marche : C'est la partie verticale entre deux marches consécutives ;

Le giron « g »: C'est la distance en plan sur laquelle on pose le pied. Il sépare deux contre marches successives ;

La hauteur « h »: représente la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm ;

La volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers ;

La paillasse d'épaisseur « e_p » : est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contre marches ;

« **H** » : hauteur d'une volée ;

« **L** » : Longueur de la paillasse projetée.

« **E** » : l'emmarchement représente la largeur de la marche. Pour l'habitation : $0.90 \leq E \leq 1.20$.

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.1.2) Pré dimensionnement des escaliers :

Il a été remarqué depuis longtemps que le confort d'utilisation d'un escalier était lié à une relation entre le giron et la hauteur de marches. Le dimensionnement des marches et des contre marches se fera par la formule de Nicolas-François Blondel, architecte français, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de **BLONDEL** :

$$(59\text{cm} \leq (2h+g) \leq 64\text{cm})$$

✓ **h** : Hauteur de la contremarche: $(14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm})$

✓ **g** : Giron de la marche : $g = \frac{L_1}{m} \quad (26\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm})$

✓ **n** : nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

✓ **m** : nombre de marche pour une volée: $m = n - 1$

Nous allons nous intéresser à la deuxième volée de l'escalier qui permet le passage du RDC au 1er étage. C'est les mêmes volées des étages courants avec une distance entre axes de 4.00m plus grande que celle de la première volée de l'escalier du RDC qui est de 3.75 m.

❖ 1^{er} CAS :

Nous allons nous intéresser à la première volée de l'escalier du RDC qui est de 3.75 m.

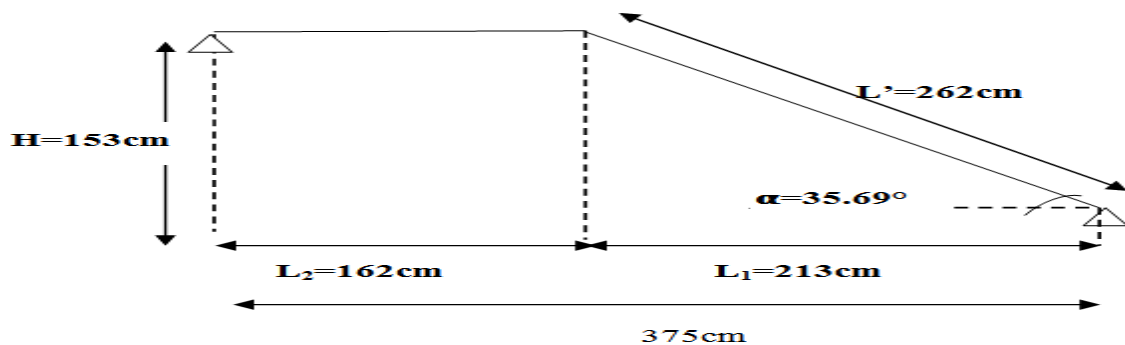


Figure III.1.3 : Schéma statique de la volée de l'escalier pour 1^{er} Cas.

On prend : $h = 17\text{cm}$. $\Rightarrow 14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches ; $m = n - 1 = 8$ marches ; $g = \frac{L_1}{m} = \frac{238}{8} = 29.75\text{cm}$

On prend : $g = 30\text{cm}$. $\Rightarrow 26\text{cm} \leq g = 30 \leq 36\text{cm}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm}$ $\Rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 64\text{cm}$ \Rightarrow Condition vérifiée

Il est recommandé de ne pas avoir une valeur trop faible. L'expérience montre qu'en dessous d'une largeur de 23cm l'escalier est inconfortable, notamment en descente.

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

La profondeur du palier de repos est : $L_2 = 1.62\text{m} > 1.10\text{m}$ ➡ Condition vérifiée.

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier donné par : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec :

L_0 : Portée de la travée entre deux appuis ; $L_0 = L_2 + L'$

L_1 : Longueur projetée de la paillasse.

L' : Longueur réelle de la paillasse.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{213} = 0.718$$

$$\alpha = 35.69^\circ$$

$$L' = \sqrt{L_1^2 + H^2} = \sqrt{213^2 + 153^2} = 262\text{cm}$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{213}{\cos 35.69^\circ} = 262\text{cm}$$

$$L_0 = L_2 + L' = 162 + 262 = 424\text{cm}$$

$$\frac{L_0}{30} = \frac{424}{30} = 14.13\text{cm} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} = \frac{424}{20} = 21.2\text{cm}$$

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p = 15\text{cm} \leq \frac{L_0}{20} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **2^{ème} CAS :**

On opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée et on adopte le même ferrailage pour les autres volées.

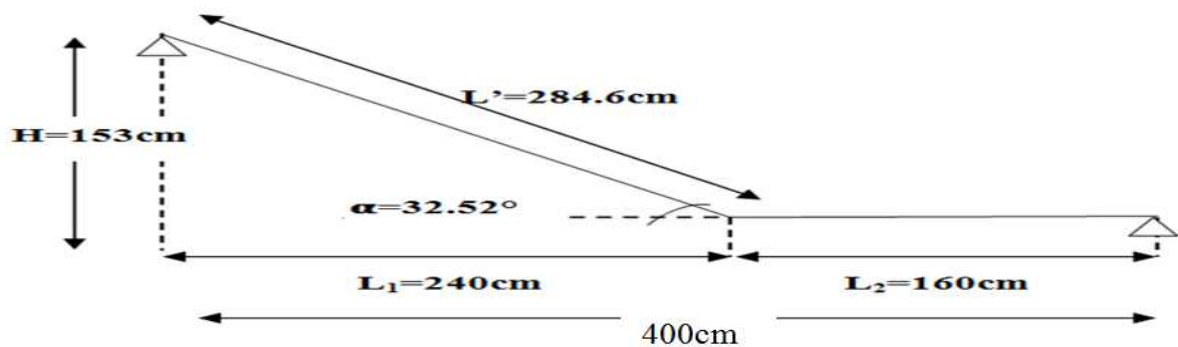


Figure III.1.4 : Schéma statique de la volée de l'escalier pour 2^{ème} Cas.

On prend : $h = 17\text{cm}$. ➡ $14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches} ; m = n - 1 = 8 \text{ marches} ; g = \frac{L_1}{m} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

On prend : $g = 30\text{cm}$. ➡ $26\text{cm} \leq g = 30 \leq 36\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} \quad \text{➡} \quad 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il est recommandé de ne pas avoir une valeur trop faible. L'expérience montre qu'en dessous d'une largeur de 23cm l'escalier est inconfortable, notamment en descente.

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

La profondeur du palier de repos est : $L_2 = 1.60\text{m} > 1.10\text{m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier donné par : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec :

L_0 : Portée de la travée entre deux appuis ; $L_0 = L_2 + L'$

L_1 : Longueur projetée de la paillasse.

L' : Longueur réelle de la paillasse.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

$$L' = \sqrt{L_1^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284.6 \text{ cm} ;$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52^\circ} = 284.6 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_2 + L' = 160 + 284.6 = 444.6 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_0}{30} = \frac{444.6}{30} = 14.82 \text{ cm} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} = \frac{444.6}{20} = 22.23 \text{ cm}$$

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p = 15 \text{ cm} \leq \frac{L_0}{20} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.3) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

a) Charges permanentes :

❖ **Tableau.III.1.1 : Le poids des revêtements :**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids du garde-corps	/	/	0.20
Poids des revêtements total				1.40

❖ **Tableau.III.1.2 : Le Poids du Palier :**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds Volumique (KN/m ³)	Pds surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
2	Poids des revêtements total	/	/	1.40
Poids du palier total				5.15

❖ **Tableau.III.1.3 : Le Poids de la paillasse :**

N°	Elément	Formule	Application Numérique	Pds surfacique (KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	$\frac{\gamma_b x e_p}{\cos \alpha}$	$\frac{25 \times 0.15}{\cos(35.69)}$	4.62
2	Poids propre de la marche	$\frac{\gamma_b x h}{2}$	$\frac{25 \times 0.17}{2}$	2.13
3	Poids du revêtement total	/	/	1.40
Poids de la paillasse total				8.15

b) Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donnée par le (DTR B.C.2.2). Elle est la même pour la paillasse et le Palier qui est de $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

III.1.4) Combinaisons de charges :

☞ **A l'ELU :**

$$\text{Volée : } q_{u1} = \{1.35 G_{\text{volée}} + 1.5 Q\} * 1\text{m} = \{1.35 \times 8.15 + 1.5 \times 2.5\} * 1\text{m} = 14.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } q_{u2} = \{1.35 G_{\text{palier}} + 1.5 Q\} * 1\text{m} = \{1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5\} * 1\text{m} = 10.70 \text{ KN/ml.}$$

☞ A l'ELS :

Volée : $q_{S1} = \{G_{volée} + Q\} * 1m = \{8.15 + 2.5\} * 1m = 10.65 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_{S2} = \{G_{palier} + Q\} * 1m = \{5.15 + 2.5\} * 1m = 7.65 \text{ KN/ml}$.

III.1.5) Calcul à l'ELU :

❖ 1^{er} CAS :

a) Calcul des efforts internes et des moments fléchissant :

Pour déterminer les efforts internes et les moments fléchissant dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de RDM.

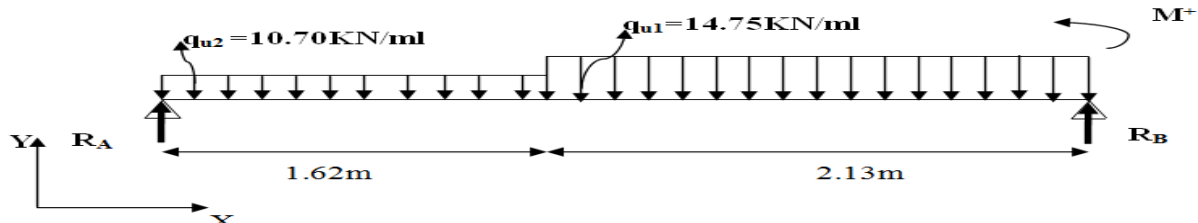


Figure III.1.5 : Schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU (1^{er} Cas).

❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0 \text{ KN} ; \quad \sum F_y = R_A + R_B - \{(q_{u2} \times 1.62) + (q_{u1} \times 2.13)\} = 0 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 1.62q_{u2} + 2.13q_{u1} = 1.62 \times 10.70 + 2.13 \times 14.75 = 48.75 \text{ KN} \Rightarrow R_A + R_B = 48.75 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = F.d = 0 \text{ KN.m} \Rightarrow \sum M_A = (1.62 + 2.13) R_B - \{q_{u1} \times 2.13 \left(\frac{2.13}{2} + 1.62\right)\} - \{q_{u2} \times 1.62 \left(\frac{1.62}{2}\right)\}$$

$$\sum M_A = 3.75 R_B - 5.72 q_{u1} - 1.31 q_{u2} = 3.75 R_B - 5.72 \times 14.75 - 1.31 \times 10.70 = 3.75 R_B - 98.387 \Rightarrow$$

$$R_B = 26.24 \text{ KN}$$

$$R_A = 48.75 - R_B = 48.75 - 26.24 = 22.51 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.51 \text{ KN}$$

❖ Efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1.62m$

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$T_y = -10.70x + 22.51$$

Pour : $x = 0m \rightarrow T_y = 22.51 \text{ KN}$.

Pour : $x = 1.62m \rightarrow T_y = 5.18 \text{ KN}$.

$$M_Z = -10.70 \frac{x^2}{2} + 22.51x$$

Pour : $x = 0m \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$

Pour : $x = 1.62m \rightarrow M_Z = 22.432 \text{ KN.m}$

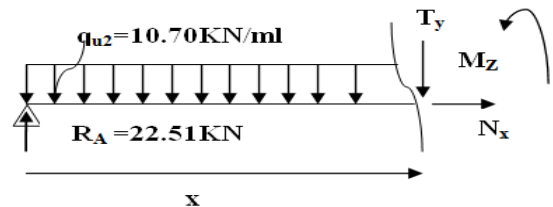


Figure III.1.6 : Schéma statique de 1^{er} tronçon à l'ELU.

➤ 2^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 2.13m$

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$T_y = 14.75x - 26.24$$

Pour : $x = 0m \rightarrow T_y = -26.24 \text{ KN}$.

Pour : $x = 2.13m \rightarrow T_y = 5.18 \text{ KN}$.

$$M_Z = -14.75 \frac{x^2}{2} + 26.24x$$

Pour : $x = 0m \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$

Pour : $x = 2.13m \rightarrow M_Z = 22.432 \text{ KN.m}$

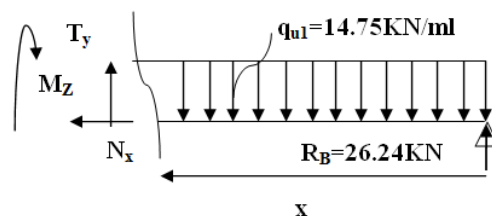


Figure III.1.7 : Schéma statique de 2^{ème} tronçon à l'ELU.

❖ Moment maximum :

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$$T_y = 0 \text{ KN} \rightarrow M_Z = M_Z^{\max}$$

Pour le 1^{er} tronçon $T_y \neq 0 \text{ KN}$

Pour le 2^{ème} tronçon $T_y = 14.75x - 26.24 = 0 \text{ KN} \longrightarrow x = \frac{26.24}{14.75} = 1.78 \text{ m}$

Pour $x = 1.78 \text{ m} \longrightarrow M_Z^{\max} = 23.340 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_Z^{\max} en travée et en appuis respectivement.

- Moment en travée: $M_{ut} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 23.340 = 19.839 \text{ KN.m}$
- Moment aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \times M_0 = -0,30 \times 23.340 = -7.002 \text{ KN.m}$

❖ Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

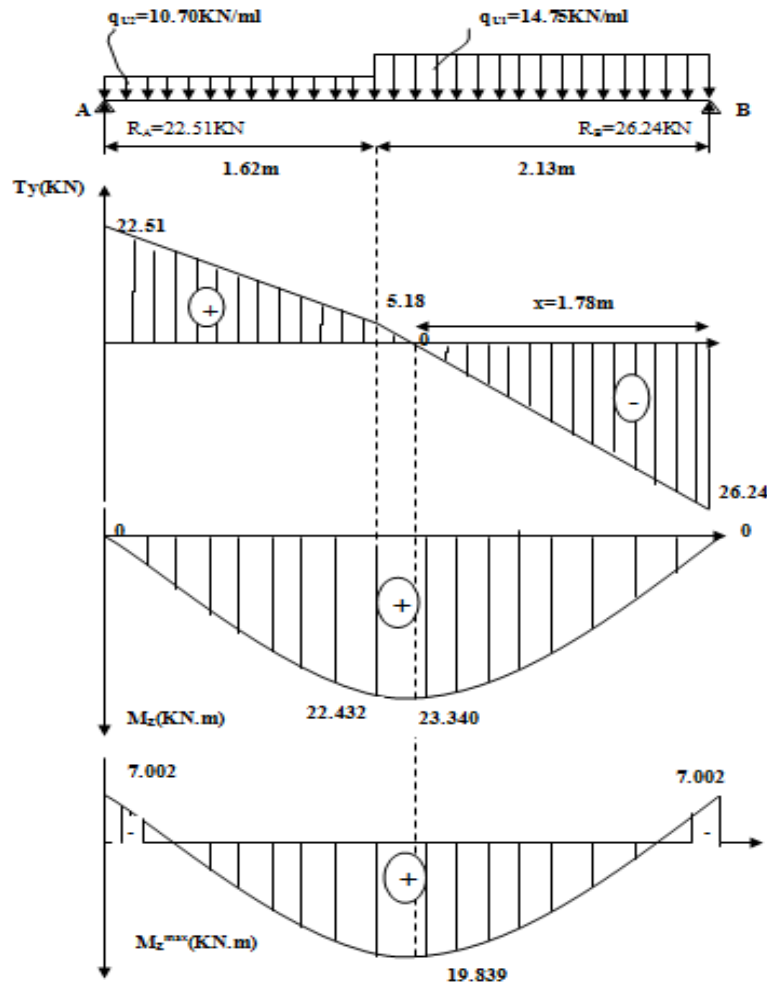


Figure III.1.8 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU (1^{er} Cas).

a) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire de caractéristique $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$ et $H = 15 \text{ cm}$

❖ Aux appuis : $M_{max}^A = -7.002 \text{ KN.m}$

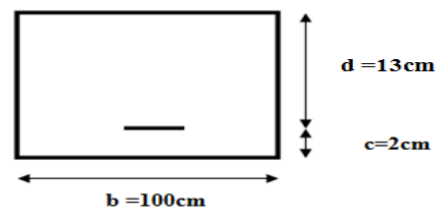


Figure III.1.9: une section rectangulaire d'une bande de 1m

✓ Armature principale:

$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.002 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392$ Donc : La section est simplement armée (S.S.A) ; Partir des abaques et pour une valeur de $\mu_A = 0.030 \longrightarrow \beta = 0.985$

Tableau

$$A_{ap} = \frac{M_u^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.002 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 348} = 157.13 \text{ mm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** → $A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_{ar} = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** → $A_{ar} = 4.52 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **En travées :** $M_{\max}^t = 19.839 \text{ kN.m}$

✓ **Armature principale:**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19.839 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.082 < \mu_l = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A) ; partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_t = 0.082 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.957$$

$$A_{tp} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.839 \times 10^6}{0.957 \times 130 \times 348} = 458.23 \text{ mm}^2 = 4.58 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** → $A_{tp} = 5.65 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_{tr} = \frac{A_{tp}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** → $A_{tr} = 3.14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **2^{ème} CAS :**

a) **Calcul des efforts internes et des moments fléchissant :**

Pour déterminer les efforts internes et les moments fléchissant dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de RDM.

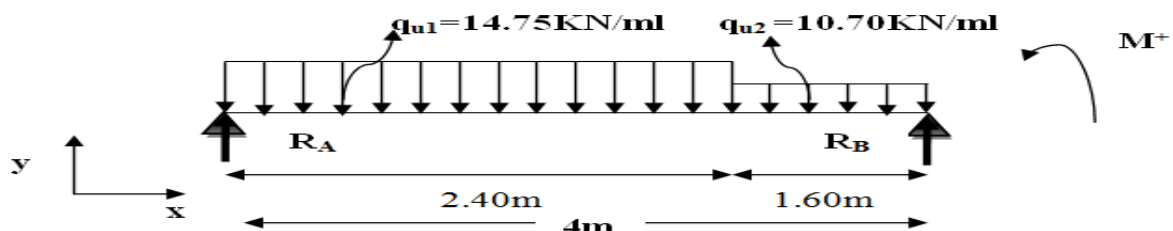


Figure III.1.10 : Schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU (2^{ème} Cas).

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F_x = 0 \text{ kN} ; \quad \sum F_y = R_A + R_B - \{(q_{u1} \times 2.40) + (q_{u2} \times 1.60)\} = 0 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 2.40 q_{u1} + 1.60 q_{u2} = 2.40 \times 14.75 + 1.60 \times 10.70 = 52.52 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 52.52 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = F.d = 0 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \quad \sum M_A = (2.40 + 1.60) R_B - \{q_{u2} \times 1.60 \left(\frac{1.60}{2} + 2.40\right)\} - \{q_{u1} \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2}\right)\}$$

$$\sum M_A = 4 R_B - 5.12 q_{u2} - 2.88 q_{u1} = 4 R_B - 5.12 \times 10.70 - 2.88 \times 14.75 = 4 R_B - 97.264 \quad \Rightarrow \quad R_B = 24.316 \text{ kN}$$

$$R_A = 48.75 - R_B = 52.52 - 24.316 = 28.204 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad R_A = 28.204 \text{ kN}$$

❖ **Efforts tranchants et des moments fléchissant:**

➤ **1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.40 \text{ m}$**

$$N_x = 0 \text{ kN}$$

$$T_y = -14.75x + 28.204$$

$$\text{Pour : } x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 28.204 \text{ kN.}$$

$$\text{Pour : } x = 2.40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = -7.196 \text{ kN.}$$

$$M_Z = -14.75 \frac{x^2}{2} + 28.204x$$

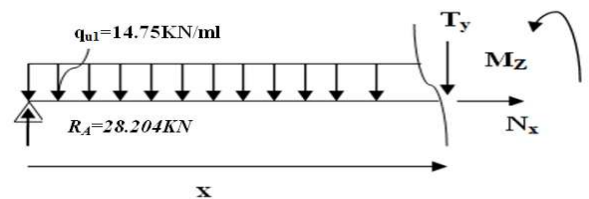


Figure III.1.11: Schéma statique de 1^{er} tronçon à l'ELU.

Pour : $x=0\text{m}$ \longrightarrow $M_Z=0\text{KN.m}$
 Pour : $x=2.40\text{m}$ \longrightarrow $M_Z=25.209\text{KN.m}$

➤ 2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.60\text{m}$

$N_x=0\text{KN}$

$T_y=10.70x-24.316$

Pour : $x=0\text{m}$ \longrightarrow $T_y=-24.316\text{KN}$

Pour : $x=1.60\text{m}$ \longrightarrow $T_y=-7.196\text{KN}$.

$M_Z=-10.70 \frac{x^2}{2} + 24.316x$

Pour : $x=0\text{m}$ \longrightarrow $M_Z=0\text{KN.m}$

Pour : $x=1.60\text{m}$ \longrightarrow $M_Z=25.209\text{KN.m}$

❖ **Moment maximum :**

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$T_y=0\text{KN}$ \longrightarrow $M_Z=M_Z^{\max}$

Pour le 2^{ème} tronçon $T_y \neq 0\text{KN}$

Pour le 1^{er} tronçon $T_y = T_y = -14.75x + 28.204 = 0\text{KN} \longrightarrow x = \frac{28.204}{14.75} = 1.912\text{m}$

Pour $x=1.912\text{m} \longrightarrow M_Z^{\max} = 26.965\text{KN.m}$

Pour tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_Z^{\max} en travée et en appuis respectivement.

➤ Moment en travée: $M_{ut} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 26.965 = 22.920\text{KN.m}$

➤ Moment aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \times M_0 = -0,30 \times 26.965 = -8.089\text{KN.m}$

❖ **Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :**

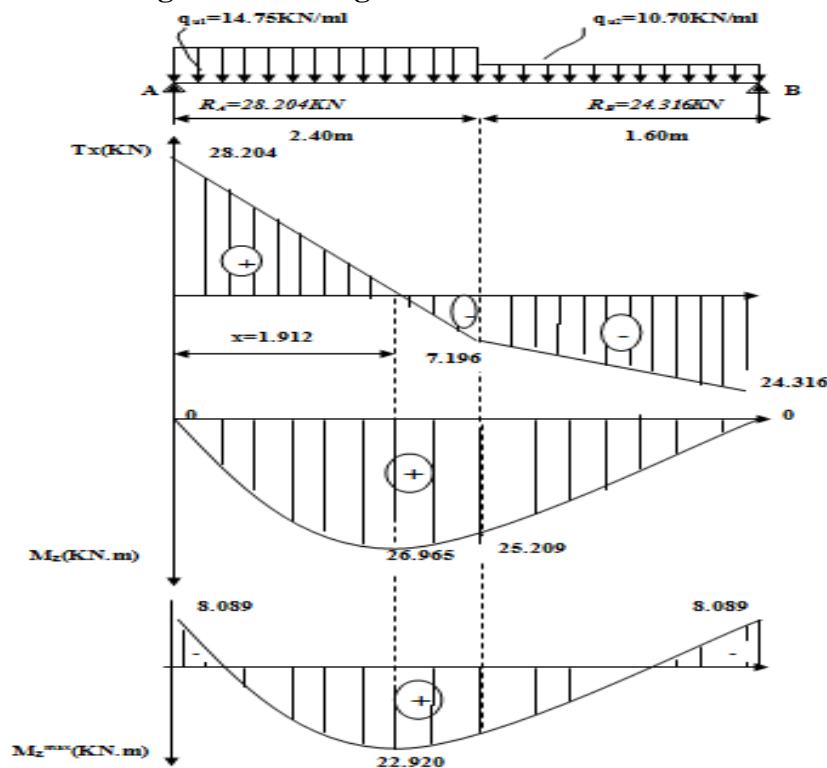


Figure III.1.13 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU (2^{ème} Cas).

b) Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire de caractéristique $b=100\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $d=13\text{cm}$ et $H=15\text{cm}$

❖ **Aux appuis :** $M_{max}^A = -8.089\text{KN.m}$

✓ **Armature principale:**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{8.089 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A) ; Partir des abaques et pour une valeur de $\mu_A = 0.034 \rightarrow$ Tableau $\rightarrow \beta = 0.983$

$$A_{ap} = \frac{M_u^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.089 \times 10^6}{0.983 \times 130 \times 348} = 181.89 \text{mm}^2 = 1.82 \text{cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\rightarrow A_{ap} = 5.65 \text{cm}^2$; avec un espacement de **$S_t = 20\text{cm}$** .

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_{ar} = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** $\rightarrow A_{ar} = 4.52 \text{cm}^2$; avec un espacement de **$S_t = 25\text{cm}$** .

❖ **En travées :** $M_{max}^t = 22.920\text{KN.m}$

✓ **Armature principale:**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{22.920 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.096 < \mu_l = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A) ; partir des abaques et pour une valeur de $\mu_t = 0.096 \rightarrow$ Tableau $\rightarrow \beta = 0.949$

$$A_{tp} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.920 \times 10^6}{0.949 \times 130 \times 348} = 533.86 \text{mm}^2 = 5.34 \text{cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\rightarrow A_{tp} = 5.65 \text{cm}^2$; avec un espacement de **$S_t = 20\text{cm}$** .

✓ **Armatures de répartition:**

$$A_{tr} = \frac{A_{tp}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\rightarrow A_{tr} = 3.14 \text{cm}^2$; avec un espacement de **$S_t = 25\text{cm}$** .

III.1.6) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91 révisées 99 Art.A.4.2.1) :**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

✓ En travée : $A_t = 5.65 \text{cm}^2 > 1.57 \text{cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{cm}^2 > 1.57 \text{cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisées 99 Art.5.1.2):

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \right) = \min (3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

❖ **1^{er} cas :**

$$\tau_1 = \frac{V_1^{max}}{b \cdot d} = \frac{26.24 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.202\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ 2^{ème} cas :

$$\tau_2 = \frac{V_2^{max}}{b.d} = \frac{28.204 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.217 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 révisées 99 Art. 6.1.3):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$; avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres de haute adhérence (HA). Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

✓ En travée : $A_{pt} = 5.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{5HA12}$

✓ Aux appuis : $A_{pa} = 5.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{5HA12}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

❖ 1^{er} cas :

$$\tau_{se} = \frac{26.24 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.190 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.190 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres.

❖ 2^{ème} cas :

$$\tau_{se} = \frac{28.204 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.279 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.279 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant :

➤ Au niveau des appuis (BAEL 91 révisées 99 Art. 5.1.3):

$A_{st}(\text{adoptée}) > A_{st}(\text{ancrer})$

❖ 1^{er} cas :

$$\left. \begin{array}{l} A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 5HA12 \\ A_{st}(\text{ancrer}) = \frac{\gamma_s V_1^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 26.24 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.75 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}(\text{ancrer}) = 0.75 \text{ cm}^2$$

$A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}(\text{ancrer}) = 0.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

❖ 2^{ème} cas :

$$\left. \begin{array}{l} A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 5HA12 \\ A_{st}(\text{ancrer}) = \frac{\gamma_s V_2^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 28.204 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}(\text{ancrer}) = 0.81 \text{ cm}^2$$

$A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}(\text{ancrer}) = 0.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e) Ancrage des barres (BAEL 91/99 Art 6.1.2):

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à: $l_s = 35\phi$

➤ Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$.

➤ Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $l_c = 0.4l_s$

➤ Pour les HA 10 : $l_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

➤ Pour les HA 12 : $l_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $l_c = 20 \text{ cm}$.

f) Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2. 4) [14]

Pour des charges réparties seulement.

➤ **Armatures principales en travée :**

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$condition vérifiée.

➤ **Armatures principales aux appuis :**

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

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

III.1.7) Calcul à l'ELS :**a) Calcul des efforts internes et des moments fléchissant :**

Pour déterminer les efforts internes et les moments fléchissant dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de RDM.

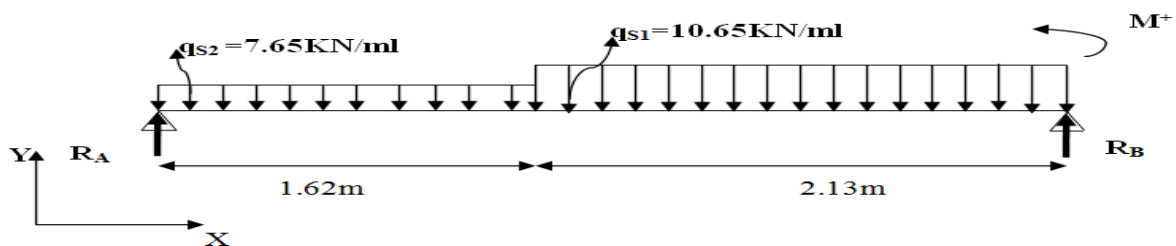
❖ **1^{er} cas :**

Figure III.1.14: Schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELS (1^{er} Cas).

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F_x = 0 \text{ KN} ; \quad \sum F_y = R_A + R_B - \{(q_{s2} \times 1.62) + (q_{s1} \times 2.13)\} = 0 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 1.62q_{s2} + 2.13q_{s1} = 1.62 \times 7.65 + 2.13 \times 10.65 = 35.08 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 35.08 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = F.d = 0 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \sum M_A = (1.62 + 2.13) R_B - \{q_{s1} \times 2.13 \left(\frac{2.13}{2} + 1.62\right)\} - \{q_{s2} \times 1.62 \left(\frac{1.62}{2}\right)\}$$

$$\sum M_A = 3.75R_B - 5.72q_{s1} - 1.31q_{s2} = 3.75R_B - 5.72 \times 10.65 - 1.31 \times 7.65 = 3.75R_B - 70.94 \quad \Rightarrow$$

$$R_B = 18.92 \text{ KN}$$

$$R_A = 35.08 - R_B = 35.08 - 18.92 = 16.16 \text{ KN}$$

$$R_A = 16.16 \text{ KN}$$

❖ **Efforts tranchants et des moments fléchissant :**➤ **1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.62 \text{ m}$**

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$T_y = -7.65x + 16.16$$

Pour : $x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 16.16 \text{ KN}.$

Pour : $x = 1.62 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 3.77 \text{ KN}.$

$$M_Z = -7.65 \frac{x^2}{2} + 16.16x$$

Pour : $x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_Z = 0 \text{ KN.m}$

Pour : $x = 1.62 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_Z = 16.141 \text{ KN.m}$

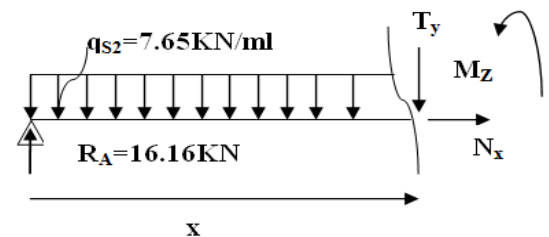


Figure III.1.15 : Schéma statique de 1^{er} tronçon à l'ELS.

➤ **2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.13 \text{ m}$**

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$T_y = 10.65x - 18.92$$

Pour : $x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = -18.92 \text{ KN}.$

Pour : $x = 2.13 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 3.77 \text{ KN}.$

$$M_Z = -10.65 \frac{x^2}{2} + 18.92x$$

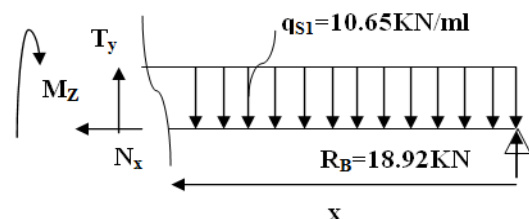


Figure III.1.16: Schéma statique de 2^{ème} tronçon à l'ELS.

Pour : $x=0\text{m}$ \longrightarrow $M_Z=0\text{KN.m}$
 Pour : $x=2.13\text{m}$ \longrightarrow $M_Z=16.141\text{KN.m}$

❖ **Moment maximum :**

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$T_y=0\text{KN}$ \longrightarrow $M_Z=M_Z^{\max}$

Pour le 1^{er} tronçon $T_y \neq 0\text{KN}$

Pour le 2^{ème} tronçon $T_y=10.65x-18.92=0\text{KN}$ \longrightarrow $x=\frac{18.92}{10.65}=1.78\text{m}$

Pour $x=1.78\text{m}$ \longrightarrow $M_Z^{\max}=16.806\text{KN.m}$

Pour tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_Z^{\max} en travée et en appuis respectivement.

➤ Moment en travée: $M_{St} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 16.806 = 14.285\text{KN.m}$

➤ Moment aux appuis : $M_{Sa} = -0,3 \times M_0 = -0,30 \times 16.806 = -5.042\text{KN.m}$

❖ **Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :**

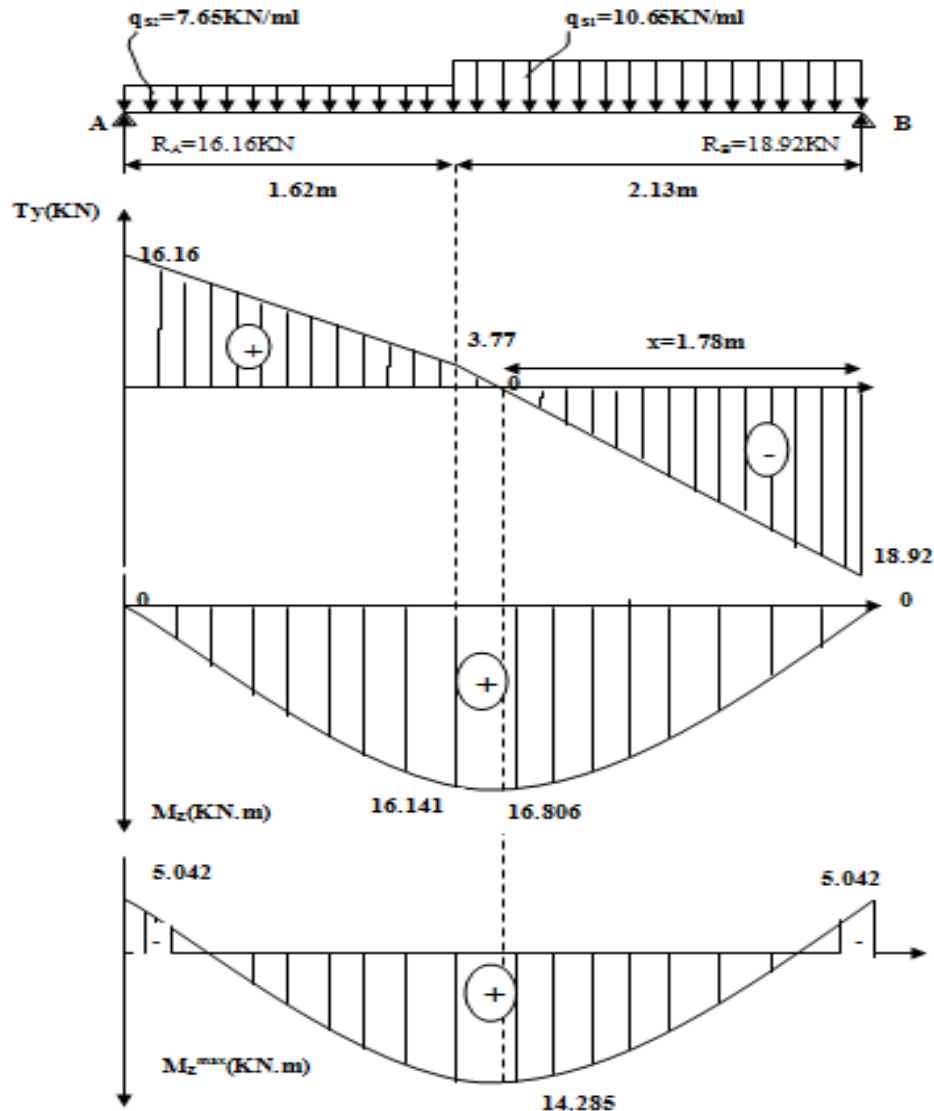
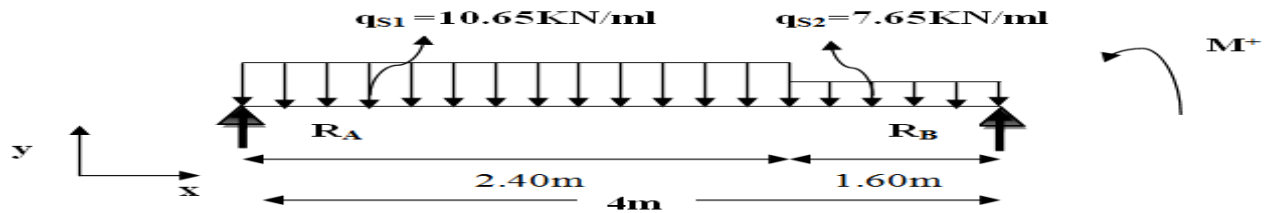


Figure III.1.17: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS.

❖ 2^{ème} cas :Figure III.1.18: Schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELS (2^{ème} Cas).

❖ Réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \text{ kN} & ; & & \sum F_y &= R_A + R_B - \{ (q_{S1} \times 2.40) + (q_{S2} \times 1.60) \} = 0 \text{ kN} \\ R_A + R_B &= 2.40q_{S1} + 1.60q_{S2} = 2.40 \times 10.65 + 1.60 \times 7.65 = 37.8 \text{ kN} & \Rightarrow & & R_A + R_B &= 37.80 \text{ kN} \\ \sum M_A &= F.d = 0 \text{ kN.m} & \Rightarrow & & \sum M_A &= (2.40 + 1.60) R_B - \{ q_{S2} \times 1.60 \left(\frac{1.60}{2} + 2.40 \right) \} - \{ q_{S1} \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} \right) \} \\ \sum M_A &= 4R_B - 5.12q_{S2} - 2.88q_{S1} = 4R_B - 5.12 \times 7.65 - 2.88 \times 10.65 = 4R_B - 69.84 & \Rightarrow & & R_B &= 17.46 \text{ kN} \\ R_A &= 37.80 - R_B = 37.80 - 17.46 = 20.34 \text{ kN} & \Rightarrow & & R_A &= 20.34 \text{ kN} \end{aligned}$$

❖ Efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$N_x = 0 \text{ kN}$$

$$T_y = -10.65x + 20.34$$

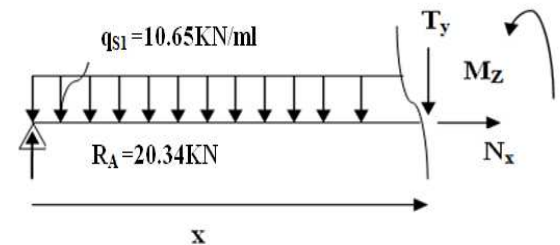
$$\text{Pour : } x=0 \text{ m} \longrightarrow T_y = 20.34 \text{ kN.}$$

$$\text{Pour : } x=2.40 \text{ m} \longrightarrow T_y = -5.22 \text{ kN.}$$

$$M_Z = -10.65 \frac{x^2}{2} + 20.34x$$

$$\text{Pour : } x=0 \text{ m} \longrightarrow M_Z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour : } x=2.40 \text{ m} \longrightarrow M_Z = 18.144 \text{ kN.m}$$

Figure III.1.19 : Schéma statique de 1^{er} tronçon à l'ELS.➤ 2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.60 \text{ m}$

$$N_x = 0 \text{ kN}$$

$$T_y = 7.65x - 17.46$$

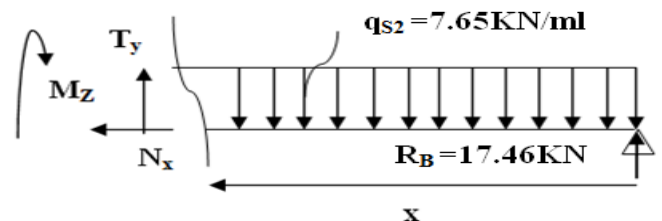
$$\text{Pour : } x=0 \text{ m} \longrightarrow T_y = -17.46 \text{ kN.}$$

$$\text{Pour : } x=1.60 \text{ m} \longrightarrow T_y = -5.22 \text{ kN.}$$

$$M_Z = -7.65 \frac{x^2}{2} + 17.46x$$

$$\text{Pour : } x=0 \text{ m} \longrightarrow M_Z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour : } x=1.60 \text{ m} \longrightarrow M_Z = 18.144 \text{ kN.m}$$

Figure III.1.20: Schéma statique de 2^{ème} tronçon à l'ELS.

❖ Moment maximum :

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$$T_y = 0 \text{ kN} \longrightarrow M_Z = M_Z^{\max}$$

Pour le 2^{ème} tronçon $T_y \neq 0 \text{ kN}$

$$\text{Pour le 1^{er} tronçon } T_y = -10.65x + 20.34 = 0 \text{ kN} \longrightarrow x = \frac{20.34}{10.65} = 1.912 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x = 1.912 \text{ m} \longrightarrow M_Z^{\max} = 19.423 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_Z^{\max} en travée et en appuis respectivement.

$$\text{➤ Moment en travée: } M_{St} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 19.423 = 16.509 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Moment aux appuis: } M_{Sa} = -0,3 \times M_0 = -0,30 \times 19.423 = -5.827 \text{ kN.m}$$

❖ Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

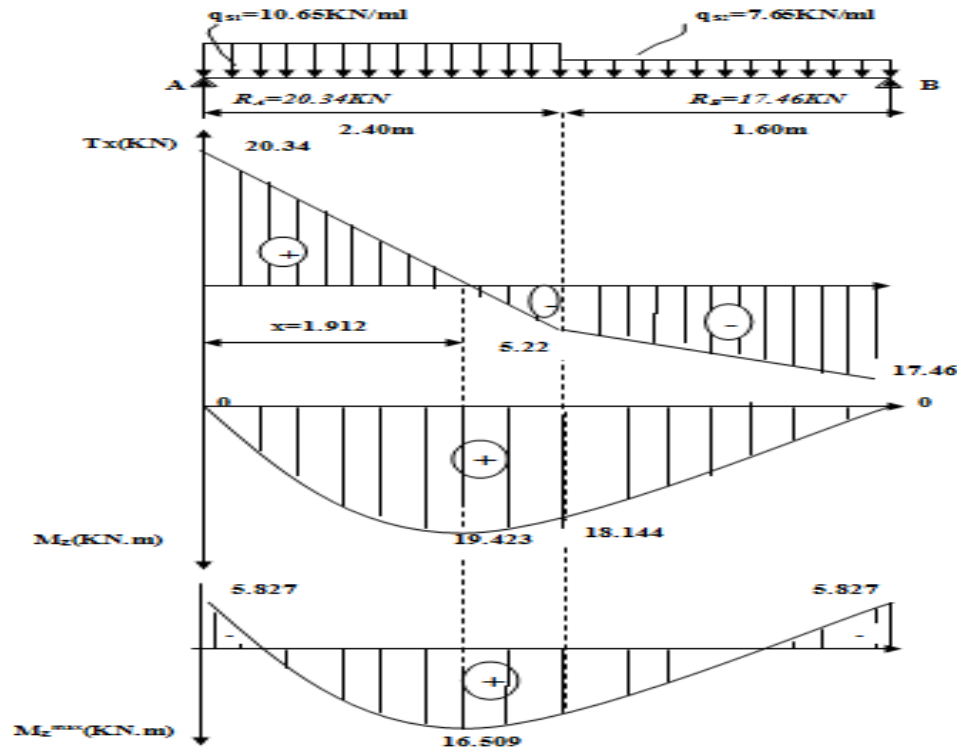


Figure III.1.21: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS (2ème Cas).

III.1.8) Vérification à l'ELS :

a) L'état limite de compression du béton et de l'acier : (BAEL91 Art B.A.4.5.2)

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{st} = \frac{M_0}{\beta_1 \cdot d \cdot A_0} \text{ et } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

❖ 1^{er} cas :

✓ En travée : $M_t = 14.285 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.899 \xrightarrow{\text{Tableau}} K_1 = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{14.285 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 216.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{216.34}{34.50} = 6.27 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 216.34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = 6.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ Aux appuis : $M_a = 5.042 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.899 \xrightarrow{\text{Tableau}} K_1 = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.042 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 76.357 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{76.357}{34.50} = 2.21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st}=76.357\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}}=348\text{MPa}$Condition vérifiée.
 $\sigma_{bc}=2.21\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$Condition vérifiée.

❖ 2^{ème} cas :✓ En travée : $M_t=16.509\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \longrightarrow \beta_1 = 0.899 \longrightarrow K_1 = 34.50$$

Tableau

Tableau

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{16.509 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 250.017\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{250.017}{34.50} = 7.247\text{MPa}$$

$\sigma_{st}=250.017\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}}=348\text{MPa}$Condition vérifiée.

$\sigma_{bc}=7.247\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$Condition vérifiée.

✓ Aux appuis : $M_a=5.827\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \longrightarrow \beta_1 = 0.899 \longrightarrow K_1 = 34.50$$

Tableau

Tableau

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.827 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 88.246\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{88.246}{34.50} = 2.56\text{MPa}$$

$\sigma_{st}=88.246\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}}=348\text{MPa}$Condition vérifiée.

$\sigma_{bc}=2.56\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$Condition vérifiée.

b) L'état limite d'ouverture des fissurations: (BAEL 91 Art A.4.5.23)

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

c) Etat limite de déformation: (BAEL 91 V99 Art B.6.5.1)

Avant de faire la vérification à la flèche ; on doit vérifier les conditions suivantes

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \quad \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{12}{f_e}$$

❖ 1^{er} cas :

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.75} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.063 \longrightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.75} = 0.04 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.285}{10 \times 16.806} = 0.085 \longrightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{12}{f_e} = \frac{12}{400} = 0.03 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ 2^{ème} cas :

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.00} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.063 \longrightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.00} = 0.038 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16.509}{10 \times 19.423} = 0.085 \longrightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{12}{f_e} = \frac{12}{400} = 0.03 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✎ Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées ; donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

d) Calcul de la flèche (BAEL91/Art. B.6.5.2)**❖ 1^{er} cas :**

$$f_v = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm}$$

M_t : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$).

I_{Fv} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$$I_{Fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_v \cdot \mu)} \quad \text{avec : } I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(V_2 - c)^2 A_t$$

$$\text{Où : } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} ; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : moment d'inertie total.

$S_{x'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{x'x} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 15551.75 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + (15 \cdot A) = (b \cdot h) + (15 \cdot A) = (100 \times 17) + (15 \times 5.65) = 1784.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} = \frac{15551.75}{1784.75} = 8.71 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.71 = 8.29 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = \frac{100}{3} \{ (8.71)^3 + (8.29)^3 \} + 15(8.29 - 2)^2 \times 5.65 = 44369.69 \text{ cm}^4$$

$$\text{Aussi : } \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} ; \quad \rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.004 \longrightarrow \beta_1 = 0.985$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{14.285 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 565} = 197.45 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.004(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 5.25 \longrightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5.25 = 2.1$$

$$\text{Et : } \mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 197.45 + 2.1} \right] = 0.30$$

$$I_{Fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_v \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 44369.69}{1 + (2.1 \times 0.30)} = 29942.74 \text{ cm}^4$$

$$\text{Au final : } f_v = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{14.285 \times 10^3 \times (375)^2}{10 \times 10818.86 \times 29942.74} = 0.62 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.62 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ 2^{ème} cas :

$$f_v = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

M_t : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$).

I_{Fv} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$$I_{Fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_v \cdot \mu)} \quad \text{avec : } I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(V_2 - c)^2 A_t$$

$$\text{Où : } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} ; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : moment d'inertie total.

$S_{x'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{x'x} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 15551.75 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + (15 \cdot A) = (b \cdot h) + (15 \cdot A) = (100 \times 17) + (15 \times 5.65) = 1784.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 8.71 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.71 = 8.29 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = \frac{100}{3} \{ (8.71)^3 + (8.29)^3 \} + 15(8.29-2)^2 \times 5.65 = 44369.69 \text{ cm}^4$$

$$\text{Aussi : } \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} ; \quad \rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004$$

$$\text{Des abaques et pour une valeur de : } \rho = 0.004 \longrightarrow \beta_1 = 0.985$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{16.509 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 565} = 228.188 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.004 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 5.25 \longrightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5.25 = 2.1$$

$$\text{Et : } \mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 228.188 + 2.1} \right] = 0.36$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_v \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 44369.69}{1 + (2.1 \times 0.36)} = 27794.22 \text{ cm}^4$$

$$\text{Au final : } f_v = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{16.509 \times 10^3 \times (400)^2}{10 \times 10818.86 \times 27794.22} = 0.80 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.80 \text{ cm} < \bar{f} = 0.80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.9) Ferrailage d'escalier:

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes. L'escalier sera ferrailé comme suit :

✧ **En travée :**

a) **Armatures principales:** 5HA12 avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) **Armatures de répartitions:** 4HA10 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

✧ **Aux appuis:**

a) **Armatures principales:** 5HA12 avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) **Armatures de répartitions :** 4 HA10 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2) Le palier de repos en dalle pleine :

III.2.1) Définition :

Les escaliers ne sont pas tous équipés d'une volée de marches uniforme. Parfois, un palier de repos vient (couper) l'escalier en deux ; C'est un petit espace qui est souvent de forme carrée ou rectangulaire.

Le palier va permettre d'aménager un petit espace entre deux volées de marches. Ainsi ; il possible de décorer son escalier et de lui apporte un charme supplémentaire.

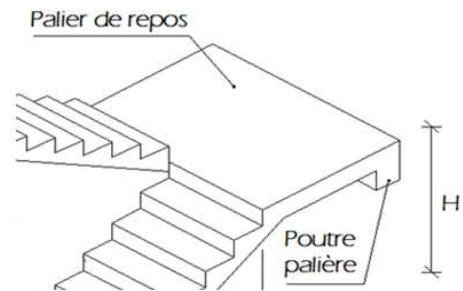


Figure III.2.1 : Coupe schématique d'un palier intermédiaire.

Dans notre cas le palier de repos en dalle plein posée sur 4 cotés de distances entre axes : $(1.80 \times 3.50) \text{ m}^2$

III.2.2) Pré dimensionnement de la dalle plein :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{350}{30} = 11.67 \text{ cm.} \quad \Leftrightarrow \quad h_0 \geq 11.67 \text{ cm}$$

Selon le règlement (*RPA 99 version 2003*) : $h_t \geq 12 \text{ cm}$

Donc pour être dans la sécurité on prend $h_t = 15 \text{ cm}$

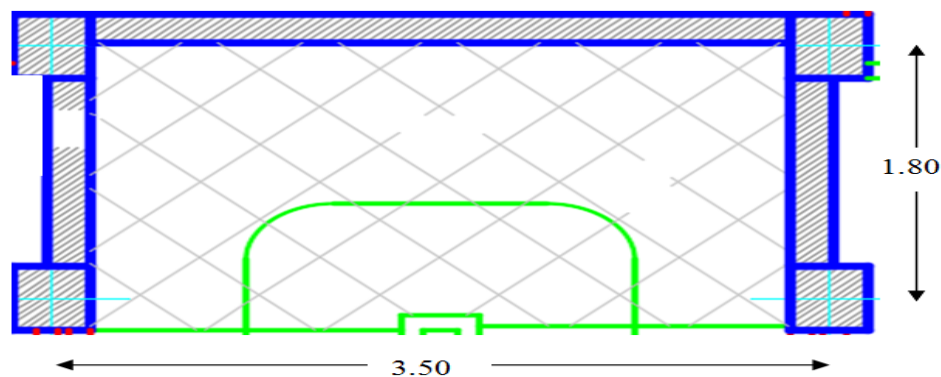


Figure III.2.2 : Vue en plan du palier de repos.

III.2.3) Calcul de la dalle plein:

a) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de 1 m par application de la méthode exposée dans le (*BAEL 91*).

Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{350} = 0.51 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1.$$

Donc la dalle travaille dans les deux directions. Avec : $L_x < L_y$

III.2.4) Combinaison des charges:

Poids de la dalle : $G = 5.51 \times 1 \text{ ml} = 5.51 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

☞ **ELU** : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 2.5 = 11.189 \text{ KN/ml}$

☞ **ELS** : $q_s = G + Q = 5.51 + 2.5 = 8.01 \text{ KN/ml}$

III.2.5) Calcul à l'ELU:

a) *Calcul des moments dus aux poids propre de la dalle M_x et M_y :*

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 & \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{Moment suivant la grande portée.} \end{cases}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.51 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0932 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.250$$

$$\text{AN:} \quad \begin{aligned} M_x &= 0.0932 \times 11.189 \times (1.80)^2 = 3.379 \text{ KN.m} \\ M_y &= 0.250 \times 3.379 = 0.845 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ **Remarque :** Les Moments M_x et M_y seront Minorés en travée (0,85) et en Appuis (0,30) pour tenir compte de la non continuité de la dalle.

➤ **En travées**

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 3.379 = 2.872 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.845 = 0.718 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_{xa} = -0.3 M_x = -0.3 \times 3.379 = -1.014 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5 M_x = -0.5 \times 3.379 = -1.689 \text{ KN.m}$$

b) *Calcul des armatures:*

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur ($b=100\text{cm}$, $h=15\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=13\text{cm}$)

❖ **Pour le sens X-X :**

➤ **Aux Appuis :**

$$M_{XA} = 1.014 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.014 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_l = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A) ;

Partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_A = 0.004 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_u = \frac{M_u^A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.014 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\rightarrow A_{ap} = 3.14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **$S_t = 25\text{cm}$** .

➤ **En Travée :**

$$M_{xt} = 2.872 \text{ KN.m}$$

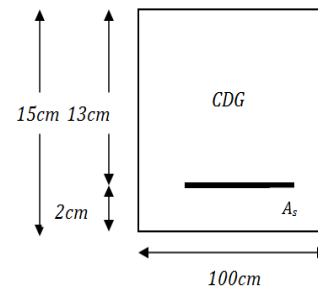
$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.872 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A) ; Partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_A = 0.012 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.872 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\rightarrow A_{ap} = 3.14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **$S_t = 25\text{cm}$** .



❖ **Pour le sens Y-Y :**➤ **Aux Appuis :**

$$M_{YA}=1.689\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^A}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1.689 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007 < \mu_l = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée(S.S.A) ; Partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_A = 0.007 \longrightarrow \text{Tableau} \longrightarrow \beta = 0.996$$

$$A_u = \frac{M_u^A}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{1.689 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.37\text{cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** \longrightarrow **A_{ap}=3.14cm²** ; avec un espacement de **S_t=25cm**

➤ **En Travée :**

$$M_{Yt}=0.718\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0.718 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002 < \mu_l = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée(S.S.A) ; Partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_t = 0.002 \longrightarrow \text{Tableau} \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{0.718 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.16\text{cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** \longrightarrow **A_{tp}=3.14cm²** ; avec un espacement de **S_t=25cm**.

III.2.6) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art. B.7.4) :**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b.h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W₀ : taux d'acier minimal = 0,0008 pour F_e E400.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens x.x.

$$A_{\min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$A_{\min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.51] 100 \times 15 = 1.49 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 < A_a = 3.14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL91 Art.5.2.2):

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b.d} < \overline{\tau}_u$$

b.1) Calcul de la contrainte de cisaillement admissible:

$$\overline{\tau}_u = 0.07x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07x \frac{25}{1.5} = 1.167\text{MPa}$$

b.2) Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$b=1\text{m} ; d=13\text{cm}$$

➤ **Au milieu de L_x:**

$$T_u^1 = P / (2L_x + L_y) ; \quad \text{Avec} \quad P = G.l_x.l_y = 5.51 \times 1.80 \times 3.50 = 34.713 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = \frac{34.713}{2 \times 1.80 + 3.50} = 4.89 \text{ KN.}$$

➤ **Au milieu de L_Y :**

$$T_u^2 = P / 3 L_Y$$

$$T_u^2 = \frac{34.713}{3 \times 3.50} = 3.306 \text{ KN.}$$

Donc : $T_u = \max (T_u^1, T_u^2) = 4.89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{4.89 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.038 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.038 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.167 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

☒ Il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 Art.6.1.3):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$; avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

Ψ_s : Coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres de haute adhérence (HA). Donc: $\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$A = 3.14 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{4HA10}$

$$\tau_{se} = \frac{R_{max}}{0.9d \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

n : nombre des barres.

➤ **Dans le sens x-x :** $\tau_{se} = \frac{4.89 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.33 \text{ MPa}$

➤ **Dans le sens y-y :** $\tau_{se} = \frac{3.306 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.22 \text{ MPa}$

Ce qui donne: $\tau_{se} = 0.33 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

☒ Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant : (BAEL91 Art.5.1.312)

A (adoptée) > A (ancrer)

A (adoptée) = $3.14 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{4HA10}$

$$A \text{ (ancrer)} = \frac{\gamma_s R_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 4.89 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.14 \text{ cm}^2 \quad \left. \vphantom{\frac{\gamma_s R_u^{\max}}{f_e}} \right\} A \text{ (adoptée)} = 3.14 \text{ cm}^2 > A \text{ (ancrer)} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$A \text{ (adoptée)} = 3.14 \text{ cm}^2 > A \text{ (ancrer)} = 0.14 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

☒ Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e) Ancrage des armatures (CBA93/ Art 6.1.2):

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

$\tau_{se} = 0.33 \text{ MPa} \leq \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35 \phi \text{ (cm)}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à: $\mathbf{l_s = 35\phi}$

➤ Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de palier intermédiaire, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $\mathbf{l_c = 0.4 l_s}$

➤ Pour les HA 10 : $l_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $\mathbf{l_c = 15 \text{ cm}}$.

f) Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2.42)

Pour des charges concentrées :

Armature principale: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{2h = 2(15) = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \dots \dots \text{Condition Vérifier}$

Armature de répartition: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h = 3(15) = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \dots \dots \text{Condition Vérifier}$

g) Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7) Calcul à l'ELS :**a) Combinaison de charges à l'ELS:**

$$q_s = G + Q = 5.51 + 2.5 = 8.01 \text{ KN/ml}$$

b) Moments fléchissant:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.51 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{array} \right\} \quad \mu_x = 0.0969 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.382$$

$$\text{AN: } M_x = 0.0969 \times 8.01 \times (1.80)^2 = 2.515 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.382 \times 2.515 = 0.961 \text{ KN.m}$$

c) Correction des moments:

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 2.515 = 2.138 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.961 = 0.817 \text{ KN.m}$$

III.2.8) Vérification à l'ELS :**a) L'état limite de compression du béton et de l'acier : (BAEL91 Art B.A.4.5.2)****❖ Dans le sens x-x :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ et } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{xt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_0} \text{ et } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{xt} = 2.138 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta_1 = 0.921 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{xt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{2.138 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 56.87 \text{ MPa} \quad \xrightarrow{\quad \quad \quad} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{56.87}{48.29} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 56.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans le sens y-y :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ et } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{yt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_0} \text{ et } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{yt} = 0.817 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta_1 = 0.921 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{yt}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{0.817 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 21.73 \text{ MPa} \quad \xrightarrow{\quad \quad \quad} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{21.73}{48.29} = 0.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st}=21.73\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}}=348\text{MPa}$Condition vérifiée.

$\sigma_{bc}=0.45\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}=15\text{MPa}$Condition vérifiée.

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

b) L'état limite d'ouverture des fissurations:(BAEL 91 Art A.4.5.23)

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

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

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{2.138}{20(2.515)} = 0.042 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

☒ Les conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

III.2.9) Ferrailage du palier intermédiaire :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes. Le palier intermédiaire sera ferrailé comme suit :

☞ **En travées :**

a) **Sens x-x :** **4HA10** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

b) **Sens y-y :** **4HA10** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

☞ **Aux appuis :**

a) **Sens x-x :** **4HA10** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

b) **Sens y-y :** **4HA10** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

III.3) Etude du plancher en Corps creux :

III.3.1) Définition :

Le plancher en corps creux est composé de :

Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65cm ces dernières sont disposées dans le sens de la petite portée.

Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.

Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance (**TLE 520**) ayant comme fonction de :

- ✓ Limier les risques de fissuration par retrait ;
- ✓ Résistance sous l'effet des charges appliquées ;
- ✓ Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

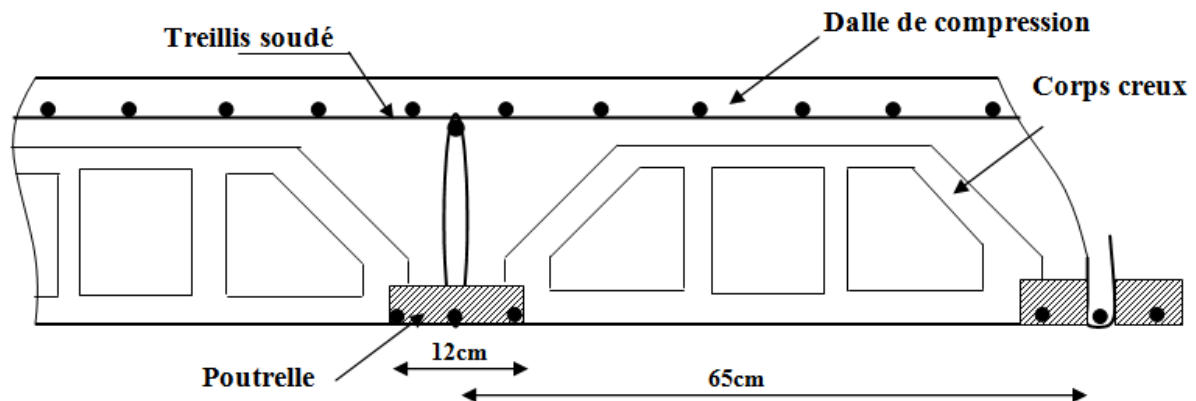


Figure III.3.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

III.3.2) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (**BAEL 91 Art B.6.8.423**) :

- ➔ **20cm** pour les barres // aux poutrelles.
- ➔ **33cm** pour les barres \perp aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

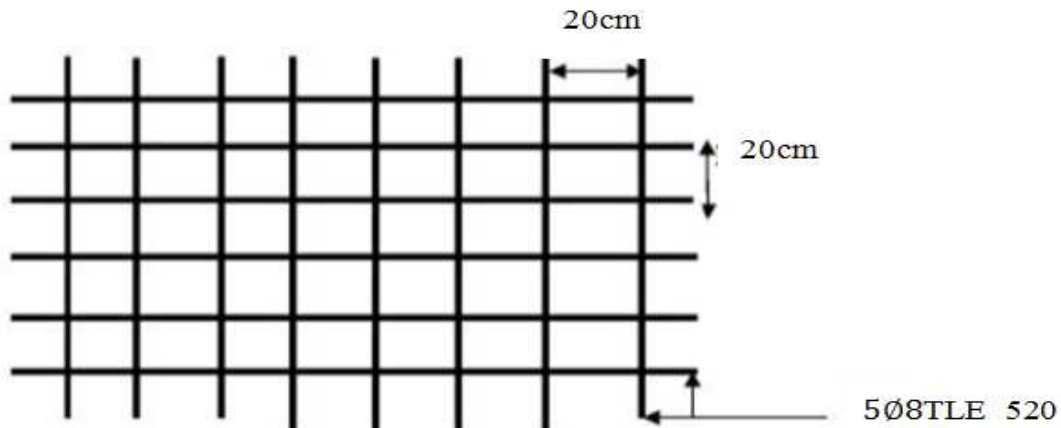
$$A_{\perp} = (4 \times L) / f_e$$

L : distance entre axes des poutrelles ; avec $L=65\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2. \quad \text{Soit : } A_{\perp} = 5 \text{ } \varnothing 8 = 2.51\text{cm}^2 ; \quad \text{Avec un espacement de } \mathbf{20\text{cm}}.$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = (A_{\perp} / 2) = 1,7 / 2 = 0,85\text{cm}^2. \quad \text{Soit : } A_{//} = 5 \text{ } \varnothing 8 = 2.51\text{cm}^2 ; \quad \text{Avec un espacement de } \mathbf{20\text{cm}}.$$



. Figure III.3.2: Tries soudées de (20x20) cm².

III.3.3) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

✎ Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes avant et après coulage du béton.

III.3.3.1) Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :

La poutrelle est considérée comme étant une poutre de section rectangulaire de (12x4) cm² simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95KN/m²** et le poids de l'ouvrier.

✎ Le calcul se fera pour la travée la plus longue.

a) Chargement :

Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$.

Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$G_t = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

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

b) Ferrailage:

✎ Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L = 3.5\text{m}$).

b.1) Combinaisons de charges :

Combinaison de charges : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$

Le moment en travée : $M_t = (q_u \times l^2)/8 = (2.5 \times 3.5^2)/8 = 3.83 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = q_u \times l/2 = 2.5 \times 3.5/2 = 4.37 \text{ KN}$

b.2) Calcul de la section d'armatures :

Soit l'enrobage : $c = 2\text{cm}$ La hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$ Et $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$

$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{3.83 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5.62 > 0.392$, donc la section est doublement armée.

b.3) Calcul de la distance entre les étais :

Comme la section de la poutrelle est faible (12x4) cm², par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les

charges venant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_u \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6} = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une (S.S.A) est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,924 \text{ m} \longrightarrow \text{On adopte un étais chaque 90cm.}$$

III.3.3.2) Etude de la poutrelle après coulage de la dalle de compression :

a) Détermination de la largeur de la table de compression: (BAEL91 Art 4.1.3)

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91** Préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L-b_0}{2}$
- $b_1 \leq \frac{L_1}{10}$
- $b_1 \leq \frac{L_1}{3}$

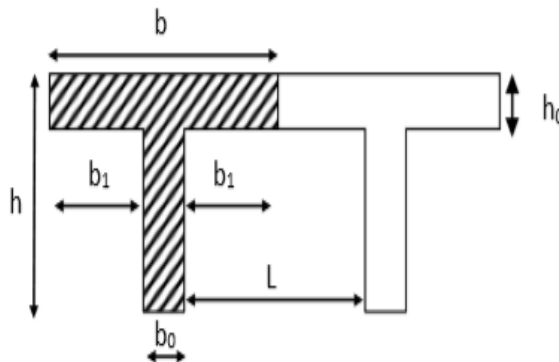


Figure III.3.3 : Caractéristiques géométriques de la section en T.

L : distance entre axe des poutrelles ;

L_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4,50 \text{ m}$ (la travée la plus sollicitée) ;

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

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$) ;

$$b_1 \leq \frac{L-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{3} = \frac{350}{3} = 117 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

b) Calcul des chargements :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage habitations.

❖ Tableau.III.3.1 : Combinaisons de charges à l'ULU et à l'ULS :

	Charges permanentes (G)	Charges d'exploitation (Q)	ELU (1.35G+ 1.5Q) KN/ml	ELS (G+Q) KN/ml
Plancher étage courant	$5,16 \times 0,65 = 3,354$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$	6	4,33

c) Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants : 1) Méthode forfaitaire.

2) Méthode de Caquot.

3) Méthode des trois moments.

c.1) Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (**BAEL 91 Art. B6.2, 210**)

❖ Condition 1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois la charge permanente ou à 5KN/m^2 .

$$Q_{\max} \leq \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 3.354 = 6.71 \text{KN/m}^2. \quad Q = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.975 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Condition 2 :

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles.....Condition vérifiée.

❖ Condition 3 :

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

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

$$\frac{3.20}{3.15} = 1.016 ; \quad \frac{3.15}{3.5} = 0.9 ; \quad \frac{3.5}{3.5} = 1 ; \quad \frac{3.5}{3.15} = 1.11 ; \quad \frac{3.15}{3.20} = 0.98 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Condition 4 :

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

🔍 Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

d) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

e) Exposé de la méthode :

➤ Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

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

- $M_t \geq \max \{ 1.05 ; 1 + 0.3\alpha \} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ (travée intermédiaire).
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ (travée de rive).

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être inférieure à :

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

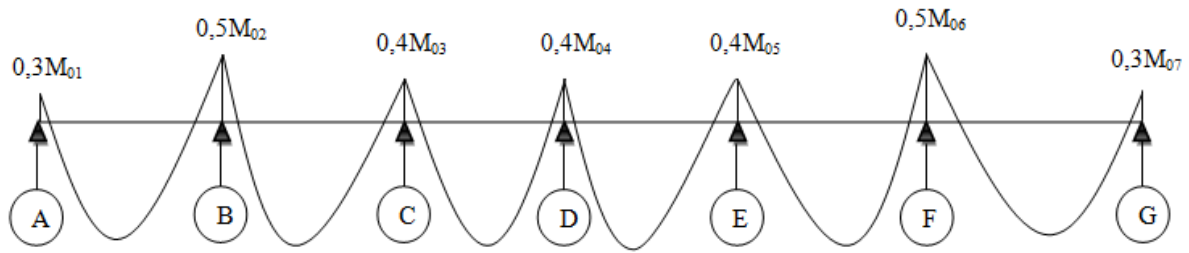


Figure III.3.4 : Valeurs absolues des moments sur appuis.

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ; $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

L : longueur entre axes des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

III.3.3.3) Application de la méthode:

❖ Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.354+0.975} = 0.225$

$0 < \alpha = 0.225 < 0,670$ Condition vérifié

On constate 4 différents cas :

❖ 1^{er} Cas: En cas de 7 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0AB} = M_{0FG} = 6 \frac{3.20^2}{8} = 7.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0EF} = 6 \frac{3.15^2}{8} = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0DE} = 6 \frac{3.5^2}{8} = 9.2 \text{ KN.m}$$

b) Moments aux appuis :

$$M_A = M_G = 0.3M_{0AB} = 0.3 \times 7.68 = 2.3 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0.5 \max\{M_{0AB}; M_{0BC}\} = 0.5 \times 7.68 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = M_D = 0.4 \max\{M_{0BC}; M_{0CD}\} = 0.4 \times 9.2 = 3.68 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travées:

➤ Calcul des coefficients :

$$0.3\alpha = 0.3 \times 0.225 = 0.067$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.634$$

$$M_{iAB} = (1+0.067) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 7.68 - \frac{3.84 + 2.3}{2} = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{iAB} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.634 \times 7.68 = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{iAB} = M_{iFG} = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = (1+0.067) \times M_{0BC} - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 7.44 - \frac{3.68 + 3.84}{2} = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.534 \times 7.44 = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{iBC} = M_{iEF} = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} = (1+0.067) \times M_{0CD} - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 9.2 - \frac{3.68 + 3.68}{2} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} = 0.534 \times 9.2 = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ICD} = M_{IDE} = 6.13 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau.III.3.2 :** Moments isostatiques et moments aux travées à l'ELU(KNm).

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FG
Moments isostatiques	7.68	7.44	9.2	9.2	7.44	7.68
Moments en travées	5.12	4.18	6.13	6.13	4.18	5.12

❖ **Tableau.III.3.3 :** efforts tranchants(KN) et moments aux appuis (KN.m) à l'ELU.

$$T_{(i)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i} \quad T_{(i+1)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	$q_u(\text{kN/m})$	$M_{(i)}$	$M_{(i+1)}$	$T_{(i)}$	$T_{(i+1)}$
AB	3.20	6	-2.3	-3.84	9.12	-10.08
BC	3.15		-3.84	-3.68	9.5	-9.4
CD	3.50		-3.68	-3.68	10.5	-10.5
DE	3.50		-3.68	-3.68	10.5	-10.5
EF	3.15		-3.68	-3.84	9.4	-9.5
FG	3.20		-3.84	-2.3	10.08	-9.12

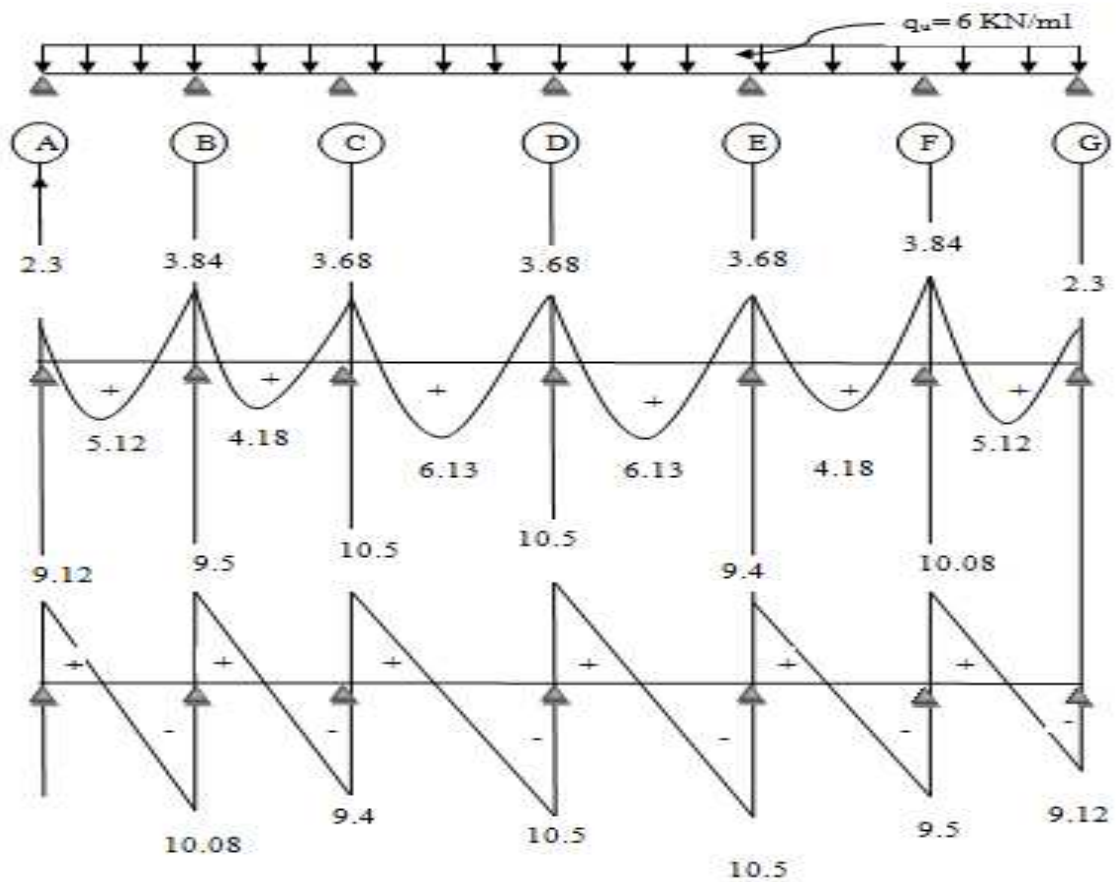


Figure III.3.5: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

❖ **2^{ème} Cas:** En cas de 4 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques

$$M_{0AB} = 6 \frac{3.20^2}{8} = 7.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = 6 \frac{3.15^2}{8} = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = 6 \frac{3.5^2}{8} = 9.2 \text{ KN.m}$$

b) Moments aux appuis :

$$M_A = 0.3M_{0AB} = 0.3 \times 7.68 = 2.3 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max\{M_{0AB}; M_{0BC}\} = 0.5 \times 7.68 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max\{M_{0BC}; M_{0CD}\} = 0.5 \times 9.2 = 4.6 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{0CD} = 0.4 \times 9.2 = 2.76 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travées:

$$M_{tAB} = (1+0.067) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 7.68 - \frac{3.85 + 2.3}{2} = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.634 \times 7.68 = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = (1+0.067) \times M_{0BC} - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 7.44 - \frac{4.6 + 3.84}{2} = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.534 \times 7.44 = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = (1+0.067) \times M_{0CD} - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 9.2 - \frac{2.76 + 4.6}{2} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0CD} = 0.634 \times 9.2 = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tcd} = 6.13 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau.III.3.4 : Moments isostatiques et moments aux travées à l'ELU(KN.m).**

Travées	AB	BC	CD
Moments isostatiques	7.68	7.44	9.2
Moments en travées	5.12	3.97	6.13

❖ **Tableau.III.3.5 : Effort tranchant(KN) et moments aux appuis (KN.m) à l'ULU.**

$$T_{(i)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}$$

$$T_{(i+1)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	q_u (kN/m)	$M_{(i)}$	$M_{(i+1)}$	$T_{(i)}$	$T_{(i+1)}$
AB	3.20	6	-2.3	-3.84	9.12	-10.08
BC	3.15		-3.84	-4.6	9.21	-9.7
CD	3.50		-4.6	-2.76	11.02	-9.97

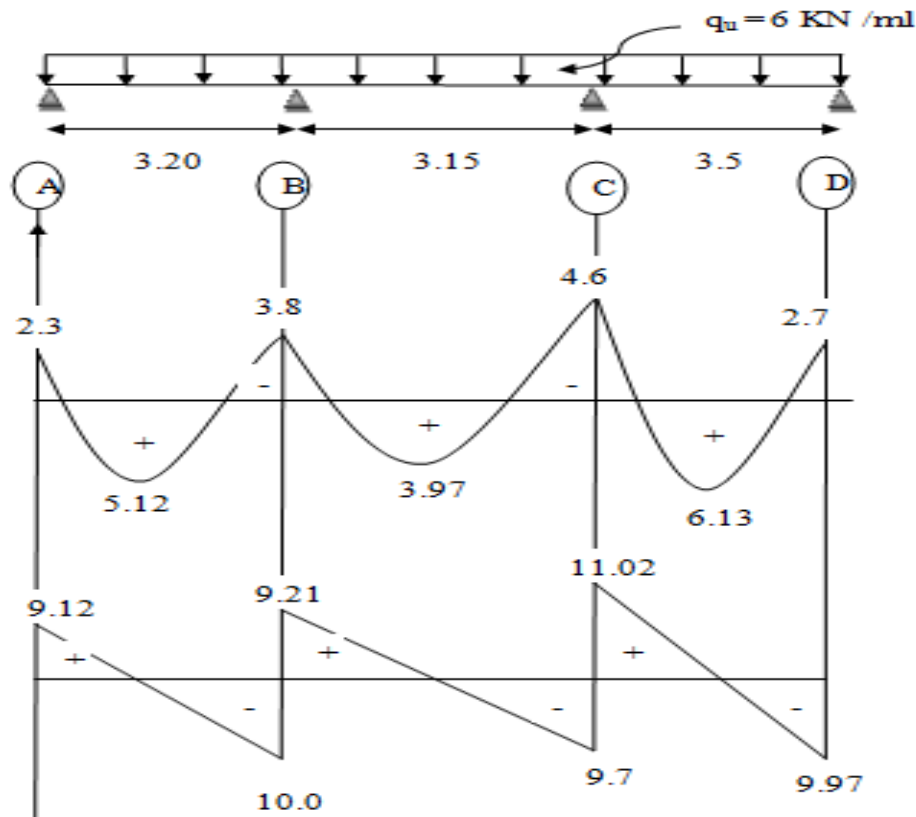


Figure III.3.6: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

❖ **3^{ème} Cas:** En cas de 3 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0EF} = 6 \frac{3.15^2}{8} = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = 6 \frac{3.2^2}{8} = 7.68 \text{ KN.m}$$

b) Moments aux appuis :

$$M_E = 0.3 M_{0EF} = 0.3 \times 7.44 = 2.23 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.6 \max\{M_{0EF}; M_{0FG}\} = 0.6 \times 7.68 = 4.61 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3 M_{0FG} = 0.5 \times 7.68 = 2.3 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travées:

$$M_{tEF} = (1+0.067) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 7.44 - \frac{2.23+2.3}{2} = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.634 \times 7.44 = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tEF} = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} = (1+0.067) \times M_{0BC} - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 7.68 - \frac{4.6+2.3}{2} = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.634 \times 7.68 = 4.86 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tFG} = 4.86 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau.III.3.6 :** Moments isostatiques et moments aux travées à l'ELU(KN.m).

Travées	EF	FG
Moments isostatiques	7.44	7.68
Moments en travées	4.74	4.86

❖ **Tableau.III.3.7 :** Effort tranchant(KN) et moments fléchissant(KN.m) à l'ULU.

$$T_{(i)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i} \quad T_{(i+1)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	q_u (kN/m)	$M_{(i)}$	$M_{(i+1)}$	$T_{(i)}$	$T_{(i+1)}$
EF	3.15	6	-2.23	-4.61	8.7	-10.20
FG	3.20		-4.61	-2.3	10.32	-8.88

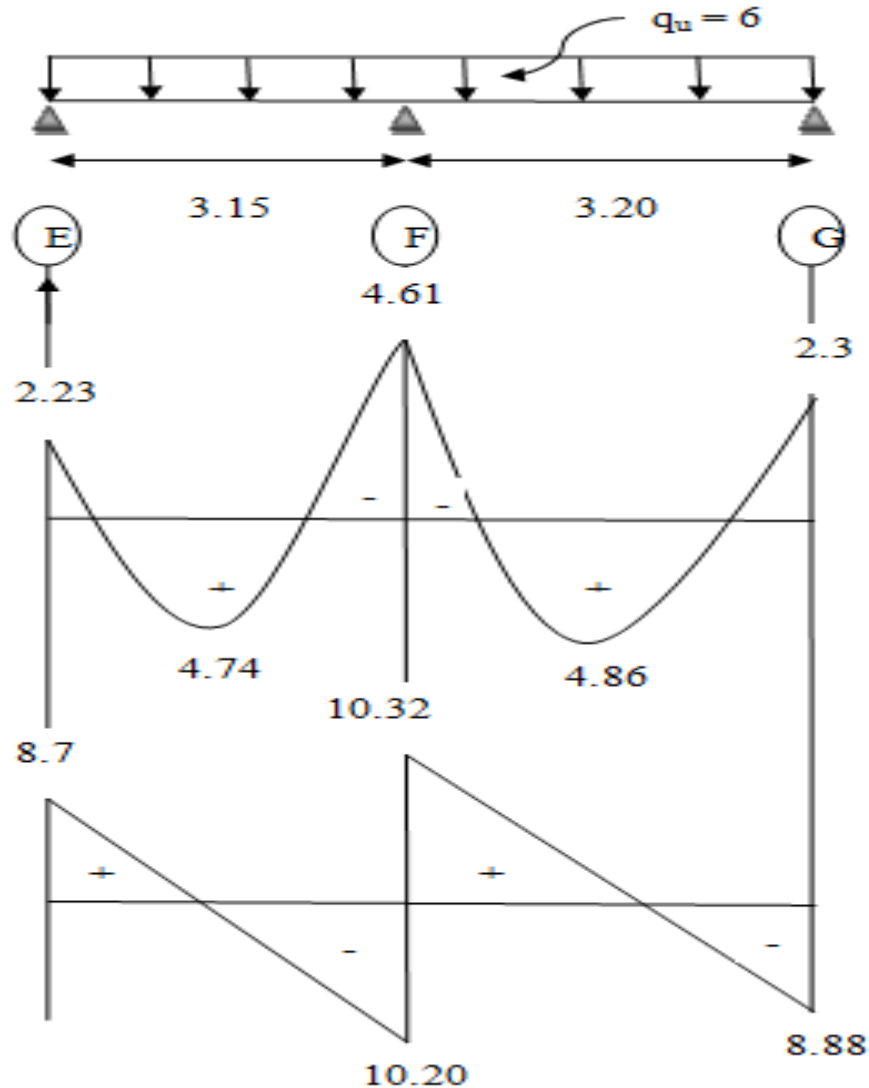


Figure III.3.7: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

❖ **4^{ème} Cas:** cas de 4 travées :

a) **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0BC} = M_{0EF} = 6 \frac{3.15^2}{8} = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0DE} = 6 \frac{3.5^2}{8} = 9.2 \text{ KN.m}$$

b) **Moments aux appuis :**

$$M_B = M_F = 0.3 M_{0BC} = 0.3 \times 7.44 = 2.23 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = 0.5 \max\{M_{0BC} ; M_{0CD}\} = 0.5 \times 9.2 = 4.6 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max\{M_{0CD} ; M_{0DE}\} = 0.4 \times 9.2 = 3.68 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travées:

$$M_{IBC} = M_{IEF} = (1+0.067) \times M_{0BC} - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 7.44 - \frac{4.6+2.23}{2} = 4.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{IBC} = M_{IEF} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.634 \times 7.44 = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{IBC} = M_{IEF} = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ICD} = M_{IDE} = (1+0.067) \times M_{0CD} - \frac{M_w + M_e}{2} = (1.067) \times 9.2 - \frac{3.68+4.6}{2} = 5.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ICD} = M_{IDE} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} = 0.534 \times 9.2 = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ICD} = M_{IDE} = 5.68 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau.III.3.8 : Moments isostatiques et moments aux travées à l'ELU(KN.m)**

Travées	BC	CD	DE	EF
Moments isostatiques	7.44	9.2	9.2	7.44
Moments en travées	4.71	5.68	5.68	4.71

❖ **Tableau.III.3.9 : Effort tranchant(KN) et moments aux appuis (KN.m) à l'ULU.**

$$T_{(i)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}$$

$$T_{(i+1)} = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	q_u (kN/m)	$M_{(i)}$	$M_{(i+1)}$	$T_{(i)}$	$T_{(i+1)}$
BC	3.15	6	-2.23	-4.6	8.7	-10.2
CD	3.50		-4.6	-3.68	10.8	-10.24
DE	3.50		-3.68	-4.6	10.24	-10.8
EF	3.15		-4.6	-2.23	10.2	-8.7

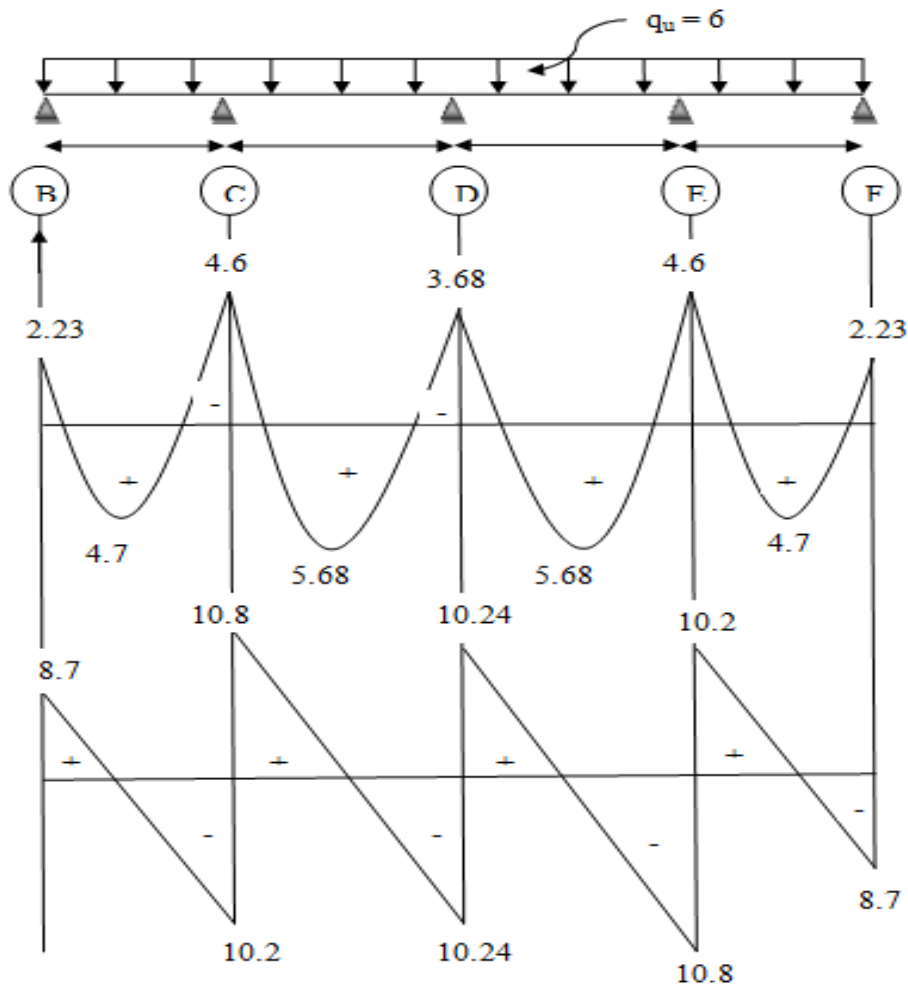


Figure III.3.8: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

III.3.4) choix des armatures :

Le ferrailage se fera en considérant les efforts maximaux suivants :

- ✓ $M_{\max}^t = 6.13 \text{ kN.m}$
- ✓ $M_{\max}^a = 4.6 \text{ kN.m}$
- ✓ $T_{\max} = 11.02 \text{ kN}$

a) Les Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression).

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression).

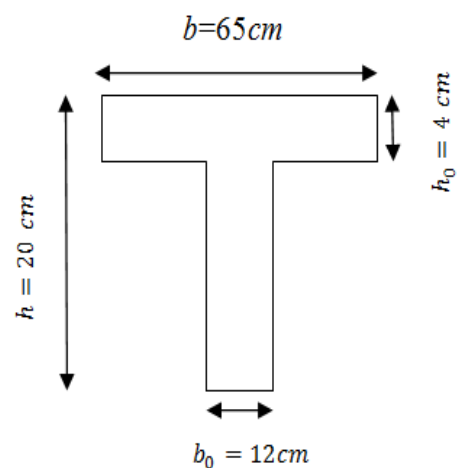
$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée)

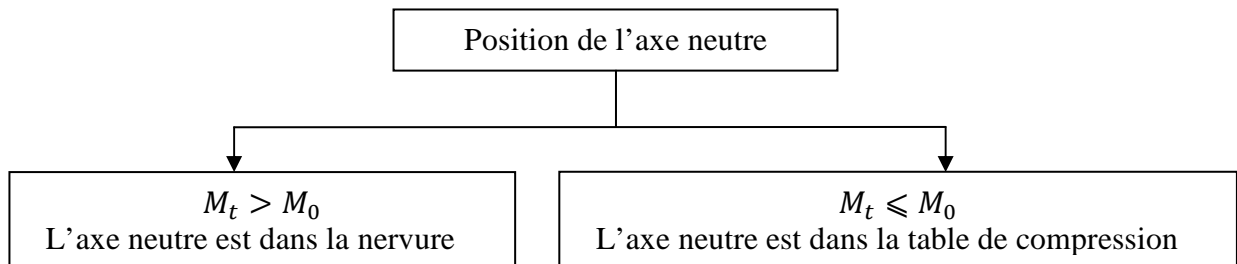
b) Caractéristiques des matériaux :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$



Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante : $M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 59.072 \text{ KN.m}$
 $M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$



$M_0 > M_{\max}^t = 6.13 \text{ KN.m} \Rightarrow$ donc l'axe neutre est dans la table de compression ; le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire: $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

c) Calcul des armatures longitudinales :

➤ En travée:

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.77 \times 10^6}{650 \times 14.2 \times 180^2} = 0.020 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.020 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.16 \times 10^6}{0.99 \times 348 \times 180} = 99.9 \text{ mm}^2 = 0.99 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.6 \times 10^6}{650 \times 14.2 \times 180^2} = 0.015 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.015 \longrightarrow \beta = 0.9925$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4.6 \times 10^6}{0.9925 \times 348 \times 180} = 74 \text{ mm}^2 = 0.74 \text{ mm}^2 \longrightarrow 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

d) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} = \left\{ \frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right\} = \{ 0.57 ; 1 ; 1.2 \} [\text{cm}] \longrightarrow \phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

$$A_{tr} = \frac{2\pi\phi_t^2}{4} = 0.56 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

e) Espacement des armatures:

$$S_t \leq \text{Min} \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \text{min} \{ 16.2 ; 40 \} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.3.5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 99 Art 4.2.1) :

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

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

➤ Aux appuis : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.1):

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

Ce qui donne : $\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ Mpa}) = \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} = \frac{11.02 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.3/BAEL91)On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

 $\Psi_s = 1.5$: pour les aciers de haute adhérence (HA)

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$$

Avec n : Nombre de barres ; \emptyset : Diamètre des barres ;

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 2 \times 1 \times 3.14 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.89 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.88} = 1.36 \text{ Mpa} < 3.15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 3, 21)

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.3 \quad \longrightarrow \quad \text{On prend : } L_s = 36 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le **BAEL** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_r = 0.4 \times l_s \quad (\text{BAEL 99 Art A.6.1.253}).$$

$$L_r = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } L_r = 15 \text{ cm}$$

d.1) Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{\max}}{0.9 \times d \times b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{2 T_{\max}}{0.9 \times d \times b_0} &= \frac{2 \times 11.02 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.134 \text{ Mpa} \\ \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} &= \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} 1.134 < 13.33 \text{ Mpa}$$

$$1.134 \text{ Mpa} \leq 13.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d.2) Appuis intermédiaires :

$$\frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} \geq \frac{T_{\max}}{b_0 0.9 d} \quad \longrightarrow \quad \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.2 \text{ Mpa} \geq \frac{11.02 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$21.67 \text{ Mpa} > 0.46 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur l'acier : (BAEL 91 Art A5.1.312):

$$0.9 d T_{\max} \leq M_{\max}^a$$

$$M_{\max}^a = 4.6 \text{ KN.m}$$

$$0.9 d T_{\max} = 0.9 \times 0.18 \times 11.02 = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$1.81 \text{ KN.m} \leq 4.6 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires

III.3.6) Calcul à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

❖ Les combinaisons de charge :

$$q_s = G + Q = 3.354 + 0.975 = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 6 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient ($\frac{q_s}{q_u}$).

$$\Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.33}{6} = 0.722$$

☞ A L'ELU :

$$M_{\max}^t = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^a = 4.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 11.02 \text{ KN}$$

☞ A L'ELS:

$$M_{t \max} = 6.13 \times 0.722 = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^a = 4.6 \times 0.722 = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 11.02 \times 0.722 = 7.95 \text{ KN}$$

III.3.7) Vérification à l'ELS :**a) Etat limite de résistance de béton en compression :**

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

$$\text{Avec: } \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \\ \sigma_s = \frac{M_{\max}}{\beta d A_{st}} \\ \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} \end{cases}$$

β ; K : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ .

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \longrightarrow K = 25.794 \longrightarrow \beta = 0.8767$$

$$\text{Avec } A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{6.23 \times 10^3}{0.8767 \times 0.18 \times 1.57 \times 10^{-4}} 10^{-6} = 252.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{252.67}{25.794} = 9.799 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.799 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification à la flèche :

Selon les règles de (**BAEL 91.Art B.6.8, 424**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{0.2}{3.50} = 0.057 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{0.2}{3.50} = 0.057 > \frac{6.13}{15 \times 59.072} = 6.92 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

☞ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.8) Ferrailage des poutrelles :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

☞ **Armatures aux appuis :** $A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

☞ **Armatures en travée :** $A_t = 2HA8 = 0.56 \text{ cm}^2$; $S_t = 15 \text{ cm}$

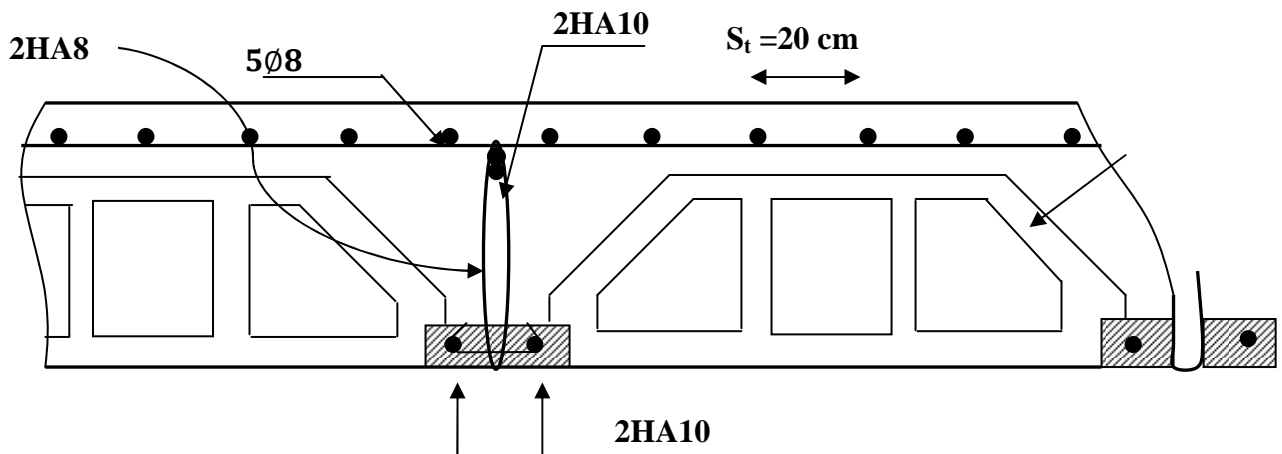


Figure III.3.9: Ferrailage de la dalle de en corps creux.

III.4) Calcul des Consoles :

III.4.1) Définition :

La console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité, Elle est réalisée en dalle pleine et constituée de deux parties : un balcon avec un garde-corps en briques creuses de hauteur 75cm et garde-corps en acier, et un porte à faux.

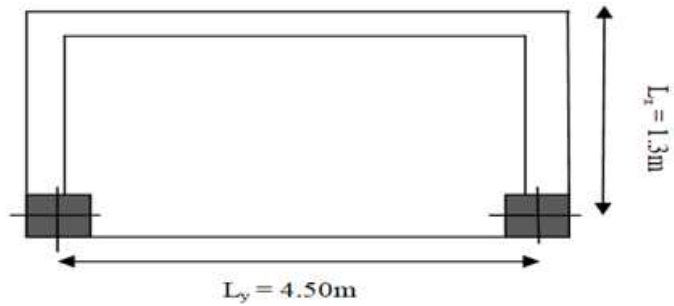


Figure III.4.1 : Vue en plan.

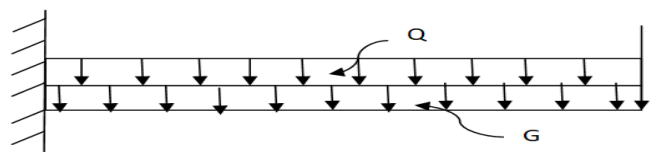


Figure III.4.2: Schéma statique de la console.

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

Q : Surcharge d'exploitation.

P : Charge verticale concentrée.

❖ Épaisseur du balcon :

$$e_p = L / 10 = 130 / 10 = 13 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend: } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.4.2) Détermination des charges et surcharges de la console:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

- ✓ Charge permanente : $G = 5.51 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Charges concentrée (Poids propre du garde-corps) :

❖ Tableau.III.4.1 : Charge permanente due au garde-corps.

Elément	Charge permanente	Résultat (KN/ml)
Brique creuse	0.10×9	0.9
Enduit de ciment	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme(P)		1.62

III.4.3) Combinaisons de charges:

☞ **ELU** : $q_u = 1.35(G) + 1.5(Q) = 1.35(5.51) + 1.5(3.5) = 12.69 \text{ kN/m}$

$P_u = 1.35(P) = 1.35(1.62) \times 1\text{m} = 2.2 \text{ kN}$

☞ **ELS** : $q_u = G + Q = 5.51 + 3.5 = 9.01 \text{ kN/m}$

$P_u = 1.62 \text{ kN}$

❖ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

☞ **ELU** : $M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} + p_u \times l = 12.69 \times \frac{1.3^2}{2} + 2.2 \times 1.3 = 13.58 \text{ kN.m}$

$V_u = q_u \times l + P_u = 12.69 \times 1.3 + 2.2 = 18.7 \text{ kN}$

☞ **ELS** : $M_s = q_u \times \frac{l^2}{2} + p_u \times l = 9.01 \times \frac{1.3^2}{2} + 1.62 \times 1.3 = 9.72 \text{ kN.m}$

$V_s = q_u \times l + P_u = 9.01 \times 1.3 + 1.62 = 13.33 \text{ kN}$

III.4.4) Calcul à l'ELU:**a) Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bc} b d^2} = \frac{13.58}{1 \times 0.135^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.052 < 0.392, \text{ donc la section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{B d \sigma_{st}} = \frac{13.58 \times 10^4}{0.973 \times 0.135 \times 348 \times 10^3} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Soit: $A = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = \frac{1m}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2, \quad \text{Soit } A_r = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = \frac{1m}{3} = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ Soit $S_t = 30 \text{ cm}$

III.4.5) Vérifications à l'ELU:**a) Vérification de la condition de non fragilité (Art : A.4.2.1 de BAEL 91)**

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

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2, 2 de BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{18.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.138 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.138 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm} = 9.42 \text{ cm}$$

Avec n : Nombre de barres

ϕ : Diamètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{18.7 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.0942} = 1.6 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi suivante : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le **BAEL** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est: l_c = pour les barres HA (fe400 ou 500).

$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{Art. A.6.1, 253 BAEL 91})$

e) Ecartement des barres :**➤ Armatures principales:**

$e = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = (45 ; 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$Condition vérifiée.

➤ Armatures de répartition:

$e = 30 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45[\text{cm}]$Condition vérifiée.

III.4.6) Vérifications à l'ELS:**a) Vérification à la flèche :**

D'après le **BAEL**, on doit vérifier les conditions suivantes ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > 0.0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_u}{10 \times M_s} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{9.72}{10 \times 9.72} = 0.1 \\ \frac{A}{db} \leq \frac{4.52}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

☒ Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

b) Vérification des contraintes

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.7; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

η : est un coefficient qui dépend du type d'acier : $\eta = 1.6$ pour des HA > 6mm

b.1) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13.5} = 0.333$$

$$\rho_1 = 0.333 \Rightarrow \beta_1 = 0.910 \Rightarrow K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{B_1 \times d \times A_u} = \frac{9.72 \times 10^{-3}}{0.910 \times 0.135 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 175\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 175\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b.2) vérification des contraintes dans le béton (état limite d'ouverture des fissures)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 > \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{175}{40.56} = 4.316\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 > \sigma_b = 4.36\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.7) Ferrailage des Consoles:

Après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant:

a) Armatures principales: **4HA12** avec un espacement de $S_t=30\text{cm}$.

b) Armatures de répartition: **3HA10** avec un espacement de $S_t= 30\text{cm}$.

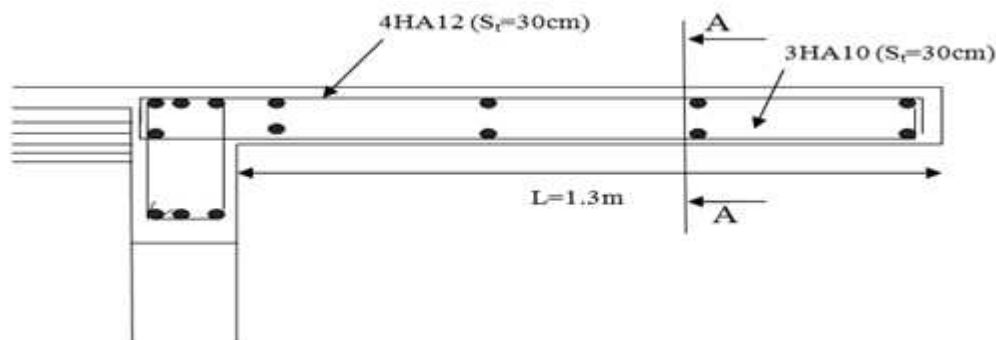


Figure III.4.3: Ferrailage des balcons

III.5) Calcul de la poutre de chaînage:

III.5.1) Définition :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

Et pour le ferrailage, nous prenons le cas le plus défavorable dans les deux sens.

III.5.2) Pré dimensionnement :

a) Hauteur de la poutre :

La hauteur " h_t " est donnée par la formule suivante : (Art 7.5.1/RPA99/version 2003)

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \quad ; \quad L : \text{la portée libre entre nus d'appuis.}$$

$$23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Nous optons pour } h_t = 30 \text{ cm}$$

b) La largeur de la poutre :

La largeur " b " est donnée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Nous optons pour } b = 25 \text{ cm}$$

c) Vérification : (Art. 7.5.1 RP99/V2003)

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$h_t/b = 30/25 = 1.2 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

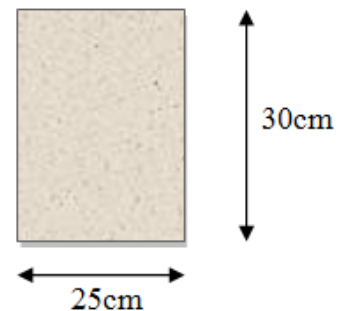


Figure III.37 : Section transversale de la poutre de chaînage.

III.5.3) Détermination des charges :

❖ Poutre de chaînage pour le balcon:

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = \rho_{\text{béton}} \times b \times h_t = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du plancher: } G_{PL} = \frac{0.65}{2} \times 5.16 = 1.68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur intérieur: } G_{MI} = 1.3 \times \frac{3.06 - 0.30}{2} = 1.3 \times 1.4 = 1.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = G_p + G_{PL} + G_{MI} = 1.875 + 1.677 + 1.82 = 5.38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q_1 = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.14 \text{ KN/ml}$$

❖ Poutre de chaînage du porte à faux:

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = \rho_{\text{béton}} \times b \times h_t = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du plancher: } G_{PL} = \frac{0.65}{2} \times 5.16 = 1.68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur extérieur: } G_M = (3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.51 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre : } G_2 = G_p + G_{PL} + G_{MI} = 1.88 + 1.68 + 6.51 = 10.07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q_2 = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

☞ Remarque :

On représente seulement celle concernant au niveau du porte à faux ($L = 350 \text{ cm}$; $G = 10.07 \text{ KN/ml}$). C'est évident en charge et en longueur que c'est le cas le plus défavorable.

III.5.4) Combinaisons de charges :

- ☞ **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.07 + 1.5 \times 0.49 = 14.33 \text{ KN/ml}$
 ☞ **ELS :** $q_s = G + Q = 10.07 + 0.49 = 10.56 \text{ KN/ml}$

III.5.5) Calcul à l'ELU :❖ **Calcul des efforts internes :***a) Moment isostatique :*

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{14.33 \times 3.50^2}{8} = 21.943 \text{ KN.m}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^{ua} = -0.3M_{u2}^{max} = -0.3 \times 21.943 = -6.583 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max}^{ut} = 0.85M_{u2}^{max} = 0.85 \times 21.943 = 18.652 \text{ KN.m.}$$

b) Effort tranchant :

$$R_u = \frac{q_u x l}{2} = \frac{14.33 \times 3.50}{2} = 25.08 \text{ KN.}$$

❖ Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

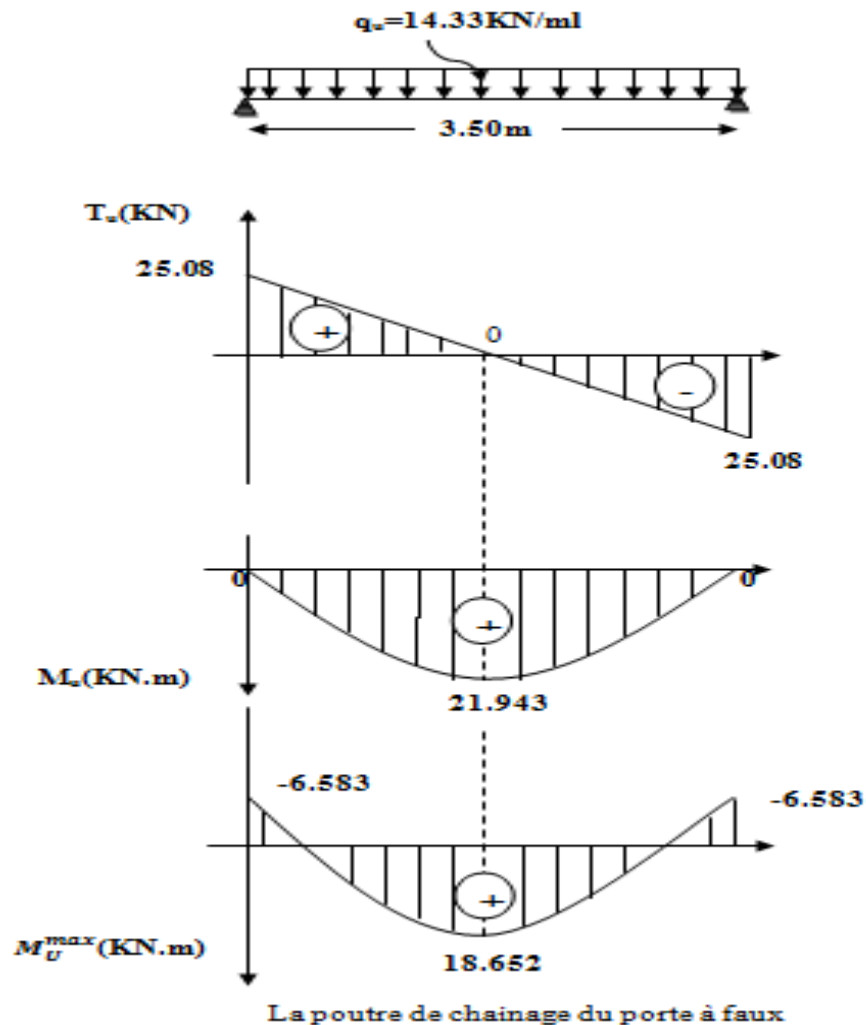


Figure III.5.1: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU de la poutre de chaînage.

III.5.6) Calcul à l'ELS :

❖ Calcul des efforts internes :

a) Moment isostatique :

$$M_S = M_S^{\max} = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{10.56 \times 3.50^2}{8} = 16.170 \text{ KN.m}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^{\text{Sa}} = -0.3 M_S^{\max} = -0.3 \times 16.170 = -4.851 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max}^{\text{St}} = 0.85 M_S^{\max} = 0.85 \times 16.170 = 13.745 \text{ KN.m.}$$

b) Effort tranchant :

$$R_S = \frac{q_s x l}{2} = \frac{10.56 \times 3.50}{2} = 18.48 \text{ KN.}$$

❖ Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

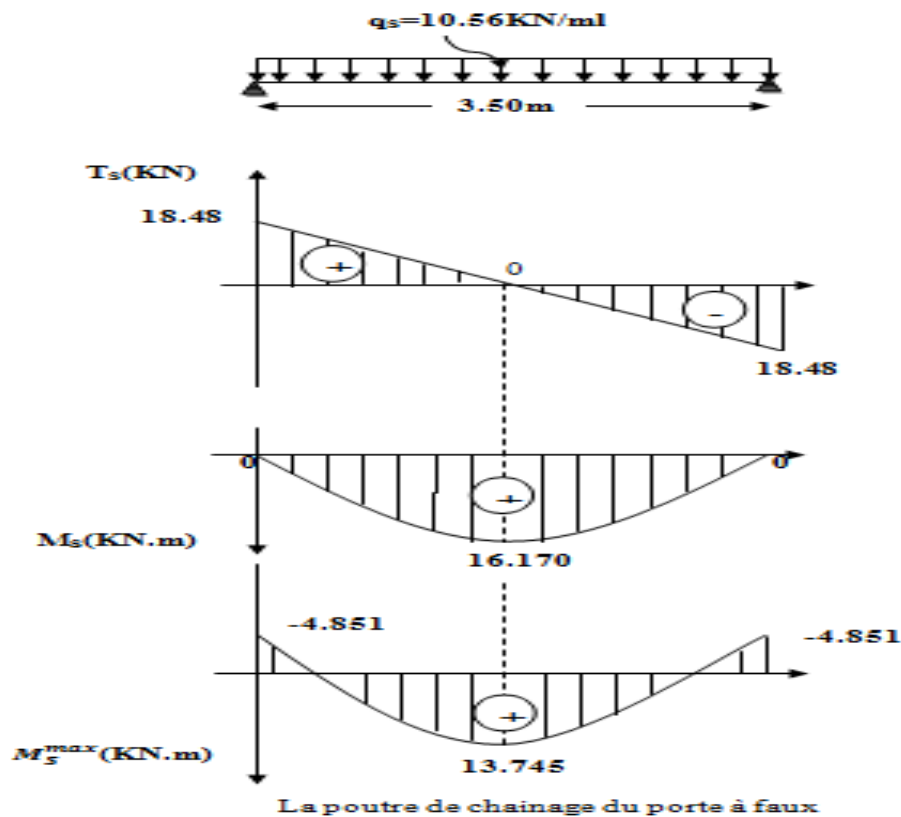


Figure III.5.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS de la poutre de chaînage.

- Après les calculs on a su que le cas le plus défavorable est dans la poutre de chaînage pour **porte à faux**, alors on adapte ce dernier ferrailage pour les deux poutres (Balcon et port à faux).

III.5.7) Calcul des armatures:

a) Armature principale: $H=30\text{cm}$; $c=c'=2\text{cm}$; $d=28\text{cm}$; et $b=25\text{cm}$.

➤ En travée :

$$M_{\text{tELU}}^{\max} = 18.652 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18.652 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.067 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0.067 \quad \text{Tableau} \quad \rightarrow \quad \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.652 \times 10^6}{0.965 \times 280 \times 348} = 198.36 = 1.98 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre
 $0.5\% b h = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

On opte pour une section d'armature : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{3HA12 + 2HA12(Chap)}$ pour le lit inférieur.

➤ **Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = -6.583 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.583 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_a = 0.024 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.583 \times 10^6}{0.988 \times 280 \times 348} = 68.38 = 0.68 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature : $\mathbf{3HA12 + 2HA12(Chap)} \Leftrightarrow A_t = 3.65 \text{ cm}^2$ pour le lit supérieur.

b) Calcul des armatures transversales: (Art A7.4.2.2 BAEL91)

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; \phi_L; \frac{250}{10} \right\} = \min \{8.57; 12; 25\} = 8 \text{ mm}.$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{4HA8} \Leftrightarrow A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2$ (Un cade + Un étrier)

c) Espacement : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91) :

$$S_{tmax} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (25.2 ; 40\text{cm}) = 25.2\text{cm} \Rightarrow \text{On opte pour: } S_{tmax} = 25\text{cm}$$

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003.Art7.5.2.2})$$

L'espacement doit vérifier :

➤ **Aux appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = \min \{7.5; 9.6\} = 7.5 \text{ cm}.$$

On opte pour: $S_t = 7 \text{ cm} \leq S_{tmax} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$$A_{min} = 0.003 \times 0.7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2 \leq A_{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

➤ **En travée :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{On opte pour: } S_t = 15 \text{ cm} \leq S_{tmax} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

$$A_{min} = 0.003 \times 1.5 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \leq A_{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

⊗ **NB :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

III.5.8) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art. B.4.2.1) :

$$A_{st}^{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisées 99 Art. 5.1.211):

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u$$

b.1) Calcul de la contrainte de cisaillement admissible:

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \right) = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

b.2) Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$\tau = \frac{R_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{25.08 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.36 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

☞ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 révisées 99 Art. 6.1.3):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$; avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres de haute adhérence (HA). Donc : $\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$A_t = 1.98 \text{ cm}^2 < 3.39 + 2.26 = 5.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{3HA12+2HA12}$

$$\tau_{se} = \frac{R_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = \sum n \pi \phi = (3+2) \cdot 3.14 \times 12 = 113.04 + 75.36 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.08 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 188.4} = 0.528 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{se} = 0.528 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

☞ Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art. 5.1.312)

$A_{st}(\text{adoptée}) > A_{st}(\text{ancrer})$

$A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{3HA12+2HA12}$

$$A_{st}(\text{ancrer}) = \frac{\gamma_s R_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 25.08 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_{st}(\text{adoptée}) = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}(\text{ancrer}) = 0.72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

☞ Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e) Ancrage des armatures (CBA 93/ Art 6.1.2):

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

$\tau_{se} = 0.528 \text{ MPa} \leq \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal $\mathbf{0.4L_s}$ pour les aciers HA

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

f) Influence sur le béton (BAEL 91 Art. A.5.1. 313):

$$\frac{2T_{\max}}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{On prend } T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c28} b \cdot d}{2 \gamma_b} \leq 0.36 \frac{25 \times 250 \times 280}{1.5} = 420 \times 10^3 \text{ N} = 420 \text{ kN.}$$

$T_{\max} = 25.08 \text{ kN} \leq 420 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

g) Exigence du RPA : (Art 7.5.2.1 RPA 99/2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $\mathbf{0.5\%}$ en toute section (0,5 % de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$0.5 \% S = 0.005 b \cdot h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3HA12 + 2HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 3.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

III.5.9) Vérification à l'ELS :**a) L'état limite de compression du béton et de l'acier: (BAEL 91 Art A.5.2)**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_0}{\beta_1 \cdot d \cdot A_0} \text{ et } \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :** $M_s^{tmax} = 33.415 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{25 \times 28} = 0.807$$

$$\rho_1 = 0.807 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.872 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 23.93$$

Tableau et interpolation

Tableau et interpolation

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{13.745 \times 10^6}{0.872 \times 280 \times 565} = 99.637 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{99.637}{23.93} = 4.164 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 99.637 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = 4.164 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $M_{sa}^{max} = -4.851 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{25 \times 28} = 0.807$$

$$\rho_1 = 0.337 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.872 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 23.93$$

Tableau e interpolation

Tableau e interpolation

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.851 \times 10^6}{0.872 \times 280 \times 565} = 35.16 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{35.16}{23.93} = 1.47 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 35.16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = 1.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

b) Vérification de la flèche: (BAEL 91 V99 Art B.6.5.1)

On doit vérifier les conditions suivantes : $\left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \right\}$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.745}{10 \times 16.170} = 0.085 \quad \longrightarrow \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{25 \times 28} = 0.0081 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Tous les Conditions de la flèche sont vérifier donc en n'as pas besoin de la calculer.

III.5.10) Ferrailage de la poutre de chainage:

Le ferrailage de la poutre de chainage sera comme suit :

a) Armatures longitudinales :

☞ **En travée :**

3HA12 + 2HA12(Chap) Pour le lit inférieur.

3HA12 pour le lit supérieur.

☞ **Aux appuis :**

3HA12 pour le lit inférieur.

3HA12 + 2HA12(Chap) Pour le lit supérieur.

b) Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en **HA8**

III.6) Dalle Salle Machine :

III.6.1) Définition :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,75 \times 2,3) \text{ m}^2$, appuyée sur ses 4 cotés. Avec une vitesse d'entraînement

$V=1\text{m/s}$, pouvant charger (6 personnes de 6.3kN) au maximum, (a raison d'une personne par $0,48\text{m}^2$)

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à $(P = 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ kN})$, réparti sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

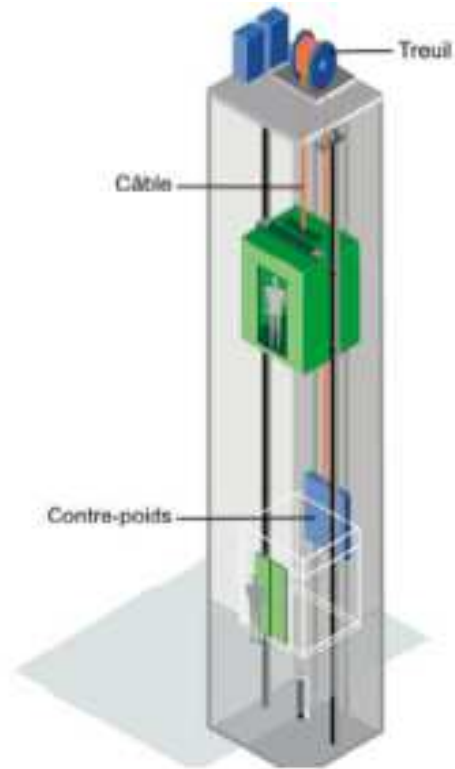


Figure III.6.1 : Les composantes de l'ascenseur.

III.6.2) Pré dimensionnement de la dalle plein :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{175}{30} = 5.83 \text{ cm}. \quad \Leftrightarrow \quad h_0 \geq 5.83 \text{ cm}$$

➤ **NB** : Selon le règlement (**RPA 99 version 2003**) : $h_t \geq 12 \text{ cm}$
Donc pour être dans la sécurité en prend $h_t = 15 \text{ cm}$

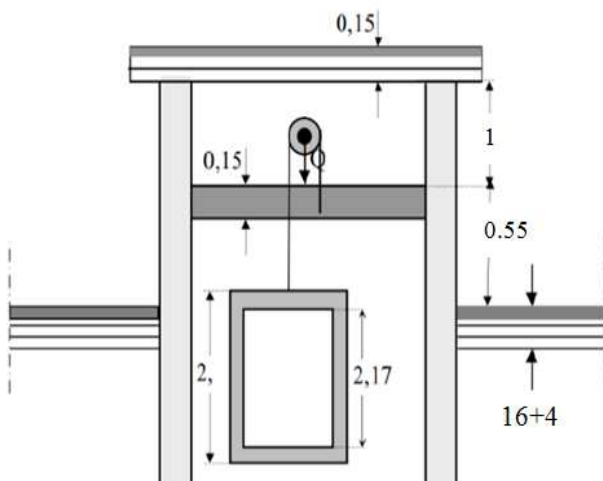


Figure III.6.2 : Vue en long de l'ascenseur.

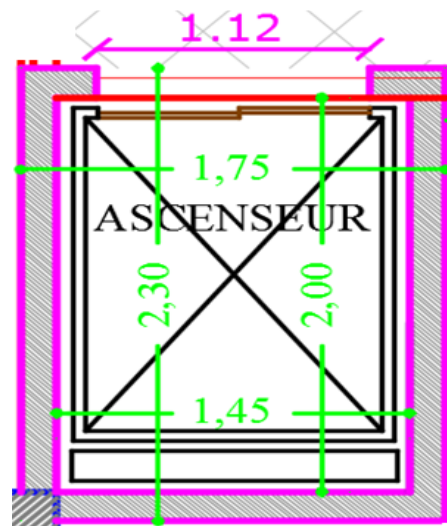


Figure III.6.3 : Vue en plan de l'ascenseur.

III.6.3) Calcul de la dalle plein de la salle machine:

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.

a) Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des sollicitations:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{230} = 0.8 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1. \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Avec : $L_x < L_y$

❖ Calcul de U et V :

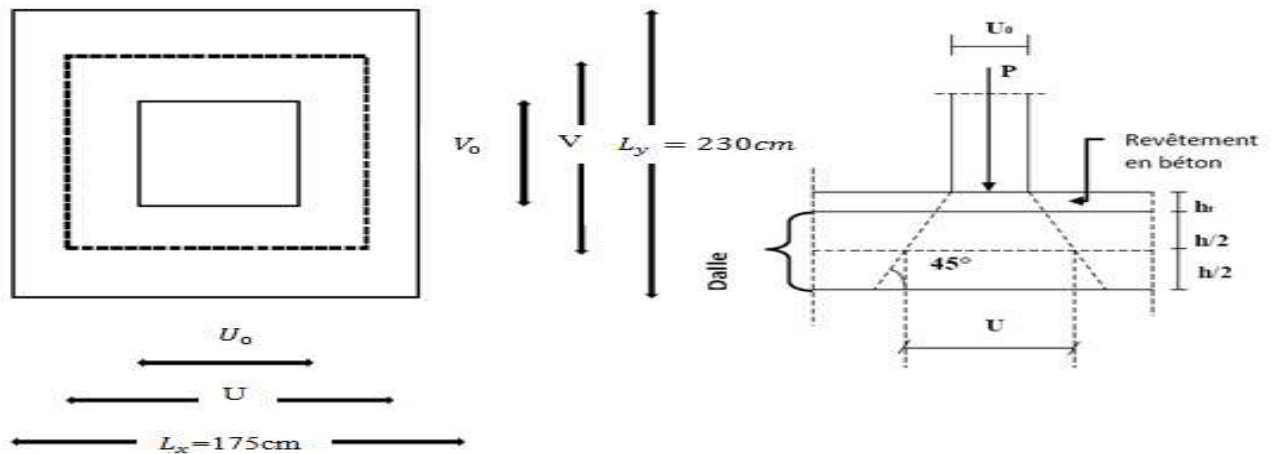


Figure III.6.4 : Diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y ;

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact ;

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen ;

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15 \text{ cm}$) ;

e : Épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$) ;

ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue ;

U_0 et V_0 : Côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$) ;

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 \Rightarrow U = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 \Rightarrow V = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

III.6.4) Calcul à l'ELU:

a) *Calcul des moments M_x et M_y dues aux systèmes de levage :*

a.1) *Moments dues au système de M_{x1} et M_{y1} :*

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{230} = 0.456; \quad \rho = 0.8$$

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**. Et après interpolation, nous obtiendrons :

$$M_1 = 0.0972 \text{ KN.m}, \quad M_2 = 0.0709 \text{ KN.m}$$

➤ *Calcul des moments au centre du panneau :* Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = p_0(M_1 + \nu \cdot M_2) \\ M_{y1} = p_0(M_2 + \nu \cdot M_1) \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson ($\nu = 0$ à l'ELU) ;

M_1 et M_2 : Coefficient déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ et ρ dans les abaques ;

$$P_u = 1.35p = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u(M_1 + 0 \cdot M_2) = 121.5 \times 0.0972 = 11.809 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = p_u(M_2 + 0 \cdot M_1) = 121.5 \times 0.0709 = 8.614 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a.2) *Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :*

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

➤ *Calcul de μ_x et μ_y et q_u :*

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{230} = 0.8 \quad \text{et } (\nu=0)$$

$$\mu_x = 0.0565 \quad \mu_y = 0.595$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 25 \times 0.15 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0565 \times 6.563 \times 1.75^2 = 1.136 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.595 \times 1.136 = 0.675 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ *Supposition des Moments :*

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.809 + 1.136 = 12.945 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.614 + 0.675 = 9.289 \text{ KN.m} \end{cases}$$

☒ *Remarque :* Les Moments M_x et M_y seront Minorés en travée (0,85) et en Appuis (0,30) pour tenir compte de la non continuité de la

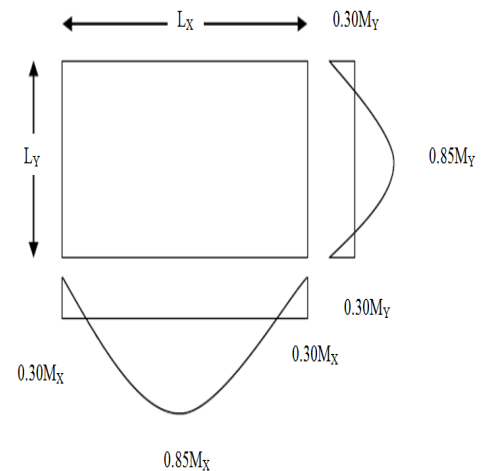


Figure III.6.5 : Correction des moments.

b) *Calcul des armatures :*

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur (b=100cm, h=15cm, c=2cm, d=13cm) à titre d'exemple en vas étudier ;

❖ *Pour le sens X-X :*

➤ *Aux Appuis :*

$$M_A = 0.30M_x = 0.30 \times 12.945 = 3.884 \text{ KN.m}$$

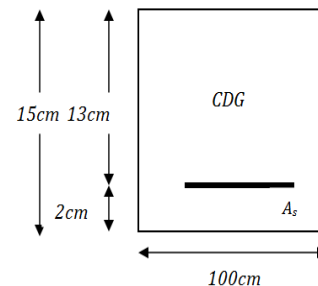
$$\mu_b = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.884 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_l = 0.392$$

☒ Donc : La section est simplement armée (S.S.A) ;

Partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_A = 0.016 \longrightarrow \text{Tableau} \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u^A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.884 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$



On opte pour une section d'armature **4HA10** \longrightarrow $A_{ap}=3.14cm^2$; avec un espacement de $S_t=25cm$

➤ **En Travée :**

$$M_t=0.85M_x=0.85 \times 12.945=11.003KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11.003 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.045 < \mu_l=0.392 \text{ (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0.045 \longrightarrow \text{Tableau} \longrightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{11.003 \times 10^3}{0.976 \times 13 \times 348} = 2.49cm^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** \longrightarrow $A_{ap}=3.14cm^2$; avec un espacement de $S_t=25cm$

❖ **Pour le sens Y-Y :**

➤ **Aux Appuis :**

$$M_A=0.30M_y=0.30 \times 9.289 = 2.787KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_u^A}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2.787 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l=0.392 \text{ (S.S.A)} ;$$

$$\mu_A = 0.012 \longrightarrow \text{Tableau} \longrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_u^A}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.787 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.62cm^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** \longrightarrow $A_{ap}=3.14cm^2$; avec un espacement de $S_t=25cm$

➤ **En Travée :**

$$M_t=0.85M_y=0.85 \times 9.289=7.896KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7.896 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_l=0.392 \text{ (S.S.A)} ;$$

Partir des abaques et pour une valeur de $\mu_b = 0.033 \longrightarrow$ Tableau $\longrightarrow \beta = 0.984$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7.896 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.77cm^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** \longrightarrow $A_{ap}=3.14cm^2$; avec un espacement de $S_t=25cm$.

III.6.5) Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art.A.4.2.1) :**

$$A_{min} \leq 0.23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57cm^2$$

$$A_{min} = \rho_0.b.h_0.\frac{(3-\rho)}{2} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0.8)}{2} = 1.32cm^2$$

$$A = 3.14cm^2 > 1.57cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

b) **Vérification au cisaillement (BAEL 91 Art.5.1.2):**

$$\tau = \frac{V_{max}}{b.d} < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \right) = \min (3.33MPa ; 5MPa) = 3.33MPa$$

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et en n'as $U=V$.

$$\text{Donc : Au milieu de U et V on' a : } V_u = \frac{p}{2U+V} = \frac{p}{2V+U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57KN$$

$$\tau_l = \frac{V_u}{b.d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22MPa < 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 Art.6.1.3):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$; avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$
 $\Psi_s = 1.5$ (HA). Donc: $\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
 $A = 3.14 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{4HA10}$
 $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$ Avec : $\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$ $\Rightarrow \tau_{se} = \frac{28.57 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.944 \text{ MPa}$
 Ce qui donne : $\tau_{se} = 1.944 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
 ☒ Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant :(BAEL 91 Art.5.1.3)

$A_{st} \text{ (adoptée)} > A_{st} \text{ (ancrer)}$
 $A_{st} \text{ (adoptée)} = 3.14 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 4HA10$
 $A_{st} \text{ (ancrer)} = \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 28.57 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.82 \text{ cm}^2$ } $A_{st} \text{ (adoptée)} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st} \text{ (ancrer)} = 0.82 \text{ cm}^2$
 $A_{st} \text{ (adoptée)} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st} \text{ (ancrer)} = 0.82 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
 ☒ Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e) Vérification au non poinçonnement :

Si la formule suivante est vérifiée aucune armature transversale n'est nécessaire.

$p_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045(1.05 \times 4)0.15 \times \frac{25.10^3}{1.5}$
 $p_u = 121.5 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN}$ Condition vérifiée
 Avec :
 p_u : Charge Calculer a l'ELU. $p_u = 121.5 \text{ KN}$
 μ_c : Périmètre du contour. $\mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) \Rightarrow \mu_c = 4.2 \text{ m}$

f) Ancrage des barres (BAEL 91 Art 6.1.2):

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à: $\mathbf{l_s = 35\phi}$

➤ Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la dalle salle machine, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $\mathbf{l_c = 0,4l_s}$

➤ Pour les HA10 : $l_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $\mathbf{l_c = 15 \text{ cm}}$.

g) Diamètres min des barres (Art A.7.2, 1 BAEL 91) :

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalle doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur totale :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_e}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$\phi_{max} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$ Condition Vérifier

h) Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2. 4) [14]

Pour des charges réparties seulement :

$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$A_x // L_x$: $S_t \leq \min\{2h = 2(15) = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$

$A_y // L_y$: $S_t \leq \min\{3h = 3(15) = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

Direction la plus sollicitée :

Au Appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition Vérifier

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition Vérifier

III.6.6) Calcul à l'ELS:

a) Calcul des moments M_x et M_y dues aux systèmes de levage :

a.1) Moments dues au système de M_{x1} et M_{y1} :

ν : Coefficient de Poisson ($\nu = 0.2$ à l'ELS).

$$p_s = 90 \text{ kN} ;$$

$$M_1 = 0.0972 \text{ kN.m} ;$$

$$M_2 = 0.0709 \text{ kN.m}$$

$$\{ M_{x1} = p_s(M_1 + \nu M_2) = p_s(M_1 + 0.2M_2) = 90(0.0972 + 0.2 \times 0.0709) = 10.024 \text{ kN.m}$$

$$\{ M_{y1} = p_s(M_2 + \nu M_1) = p_s(M_2 + 0.2M_1) = 90(0.0709 + 0.2 \times 0.0972) = 8.131 \text{ kN.m}$$

a.2) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x x q_u x l_x^2.$$

$$M_{y2} = \mu_y x M_{x2}$$

➤ Calcul de μ_x et μ_y et q_s :

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{230} = 0.8 \text{ et } (\nu = 0.2) \longrightarrow \mu_x = 0.0632 \longrightarrow \mu_y = 0.710$$

$$q_s = G + Q = 25 \times 0.15 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml}$$

$$\{ M_{x2} = \mu_x x q_s x l_x^2 = 0.0632 \times 4.75 \times 1.75^2 = 0.919 \text{ kN.m}$$

$$\{ M_{y2} = \mu_y x M_{x2} = 0.710 \times 0.919 = 0.652 \text{ kN.m}$$

➤ Supposition des Moments :

$$\{ M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.024 + 0.919 = 10.943 \text{ kN.m}$$

$$\{ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.131 + 0.652 = 8.783 \text{ kN.m}$$

➤ Aux Appuis :

$$M_{Ax} = 0.30 M_x = 0.30 \times 10.943 = 3.283 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ay} = 0.30 M_y = 0.30 \times 8.783 = 2.635 \text{ kN.m}$$

➤ En Travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.943 = 9.302 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.783 = 7.466 \text{ kN.m}$$

III.6.7) Vérification à l'ELS :

a) L'état limite de compression du béton et de l'acier : (BAEL91 Art B.A.4.5.2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{st} = \frac{M_0}{\beta_1 \cdot d \cdot A_0} \text{ et } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

❖ Selon le sens (X-X)

➤ En travée : $M_{tx} = 9.302 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9.302 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 247.425 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{247.425}{48.29} = 5.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 247.425 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = 5.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ Aux appuis : $M_{ax} = 3.283 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow K_1 = 48.29$$

Tableau

Tableau

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ax}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.283 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 87.325 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{87.325}{48.29} = 1.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 87.325 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Selon le sens (Y-Y)

➤ En travée : $M_{ty} = 7.466 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.921 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.466 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 198.589 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{198.589}{48.29} = 4.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 198.589 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis : $M_{ay} = 2.635 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.921 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ay}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2.635 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 70.09 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{70.09}{48.29} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 70.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) L'état limite d'ouverture des fissurations: (BAEL 91 Art A.4.5.23)

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

c) Etat limite de déformation: (BAEL 91 Art B.7.5.)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} ; \quad \frac{A_0}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{175} = 0.086 \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} = \frac{9.302}{20 \times 10.943} = 0.043 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_0}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \longrightarrow \quad \frac{A_0}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✎ Conclusion :

La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.6.8) Ferrailage de la dalle salle machine:

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

On a adopté le même ferrailage pour les travées et les appuis **4HA10**, Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

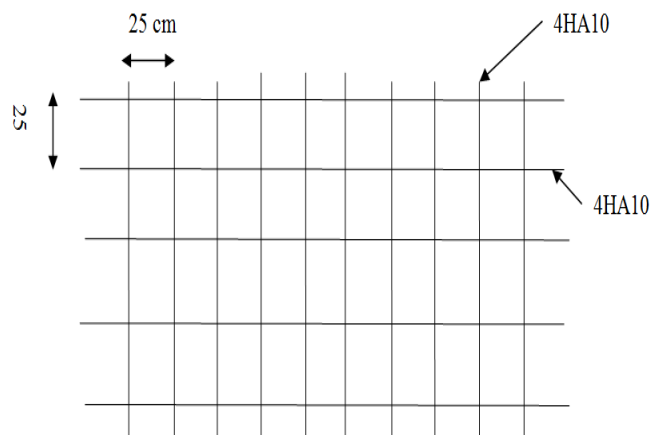


Figure III.6.6 : Ferrailage de la dalle salle machine.

III.7) Calcul de l'acrotère :

III.7.1) Définition :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q = 1 kN » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

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

III.7.2) Pré dimensionnement :

Hauteur: $H=65\text{ cm}$
 Epaisseur : $e=10\text{ cm}$
 L'enrobage : $c=3\text{ cm}$
 La surface : $S=750\text{ cm}^2$

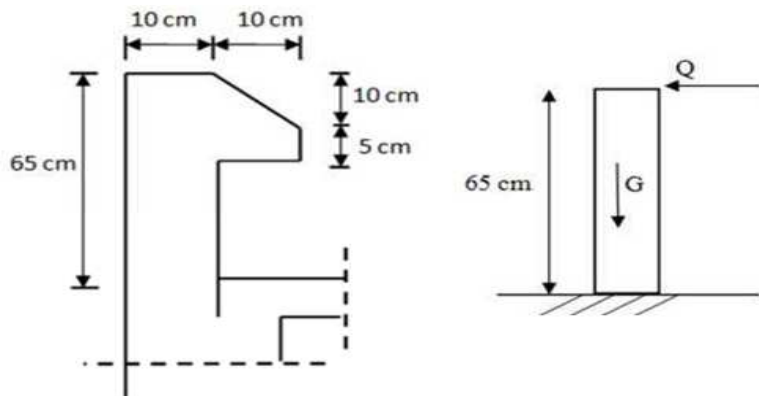


Figure III.7.1: Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère.

III.7.3) Calcul des efforts internes:

❖ Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 version 2003. Art 6.2.3)

On doit vérifier que:

$$F_p \leq Q$$

(L'RPA99 version 2003) préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante : $F_p = 4.A.C_p.W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

Pour une zone IIa, } On a: $A = 0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4.1)
 Groupe d'usage 2 }

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6.1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère : $W_p = 1.88\text{ kN/ml}$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.88 = 0.902\text{ kN/ml} < Q = 1\text{ kN/ml}$ Condition vérifiée.

⚠ **Note :** Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

a) **Moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

$$M_Q = Q \times H = (1 \times 0.65)\text{ ml} = 0.65\text{ kN.m}$$

b) **Effort tranchant :**

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

c) Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1\text{ml} = 1,88 \text{ KN}$$

❖ Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

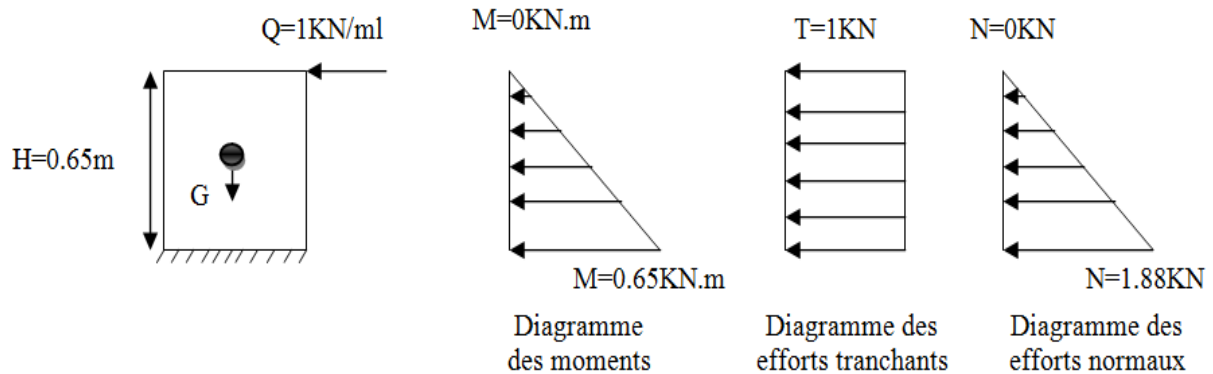


Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes.

III.7.4) Combinaisons des efforts (BAEL Art A.3.2.2):

☞ **ELU :** La combinaison considérée est : $N_u = 1.35N_G + 1.5T_Q$

☞ **ELS :** La combinaison considérée est : $N_s = N_G + T_Q$

a) Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

☞ **ELU :** $M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN.m}$

☞ **ELS :** $M_s = M_Q = 0.65 \text{ KN.m}$

b) Effort tranchant :

☞ **ELU :** $T_u = 1.5Q = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

☞ **ELS :** $T_s = Q = T = 1.00 \text{ KN}$

c) Effort normal dû au poids propre G :

☞ **ELU :** $N_u = 1.35G = 1.35N = 1.35 \times 1.88 = 2.538 \text{ KN}$

☞ **ELS :** $N_s = G = N = 1.88 \text{ KN}$

III.7.5) Calcul des armatures:

On étudier une section rectangulaire soumise à l'effort normal "N" et un moment de renversement "M"; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1(m)

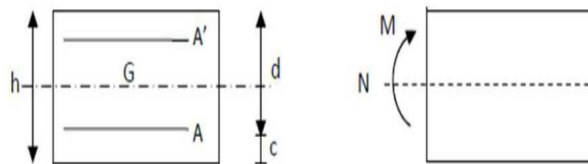


Figure III.7.3 : Section de calcul.

a) Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.975}{2.538} = 0.384\text{m} = 38.4\text{cm}.$$

Avec :

e : excentricité, distance entre le centre de gravité de la section et le centre de pression;

M_u : moment dû à la compression;

N_u : effort de compression;

$$a = (h / 2) - c = (10/2) - 3 = 2\text{cm}.$$

a : la distance entre le CDG et le CDG des armatures tendues;

h : épaisseur de la section;

c_p : centre de pression;

c : l'enrobage;

$$e_u = 38,4\text{cm} > a = 2\text{cm}$$

Dou le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple:

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.538 \times (0.384 + \frac{10}{2} \times 10^{-2} - 0.03) = 1.025 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment réduit:**

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.025 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 70^2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

❖ **Armatures fictives:**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.025 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 42.37 \text{ mm}^2 = 0.42 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée:

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.42 - \frac{2.538 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

III.7.6) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art. B.4.2.1):

$$A_{st}^{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left\{ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right\}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$; $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.65}{1.88} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$

$$A_{st}^{min} \geq 0.23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2.1}{400} \left\{ \frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} \right\} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 0.35 \text{ cm}^2 > A_{calculé} = 0.79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifier.}$$

❖ **Conclusion :**

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A = A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$

On adoptera pour une section d'acier de **4HA8** $= 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}.$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisées 99 Art. 5.1.1):

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Comme le cisaillement est vérifié alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 révisées 99 Art. 6.1.3):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$; avec : $\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres de haute adhérence (HA). Donc : $\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$A_t = \mathbf{4HA8}$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm} \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.24 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant : (BAEL 91 révisées 99 Art. 5.1.312)

$$\left. \begin{aligned} A_{st}(\text{adoptée}) &> A_{st}(\text{ancrer}) \\ A_{st}(\text{adoptée}) &= 2.01 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{4HA8} \\ A_{st}(\text{ancrer}) &= \frac{\gamma_s T_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 1.5 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.04 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_{st}(\text{adoptée}) = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{st}(\text{ancrer}) = 0.04 \text{ cm}^2$$

$A_{st}(\text{adoptée}) = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{st}(\text{ancrer}) = 0.04 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e) Influence sur le béton (BAEL 91/99 Art. A.5.1.313)

$$\frac{2T_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c28} b.d}{2\gamma_b} \leq 0.36 \frac{f_{c28} b.d}{\gamma_b} \leq 420 \times 10^3 \text{ N} = 420 \text{ kN}.$$

$T_u = 1.5 \text{ kN} \leq 420 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

f) Longueur de scellement droit: (BAEL 91/Art 6.2.21)

On a $l_s = 40\phi$ pour FeE400

$l_s = 50\phi$ pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE400 $\Rightarrow l_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

g) Espacement des barres:

❖ **Armature principale:** $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

❖ **Armature de répartition:** $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

III.7.7) Vérification à l'ELS:

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

a) L'état limite de compression du béton et de l'acier: (BAEL 91 Art A.5.2)

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

Avec: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \sqrt[110]{\eta f_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}400; \sqrt[110]{1.6 \times 2.1}\right\}$

η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1.6HA; \eta = 1r.l\}$

Dans notre cas: $\eta = 1.6$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_0}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_s^{\max} = 0.65 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.283$$

$$\rho_1 = 0.283 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.916 \xrightarrow{\text{Tableau}} K_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{0.65 \times 10^6}{0.916 \times 70 \times 201} = 50.43 \text{ MPa} \xrightarrow{\text{Tableau}} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{50.43}{44.52} = 1.13 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 50.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.7.8) Ferrailage de l'acrotère:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

a) **Armatures principales:** **4HA8** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) **Armatures de répartitions :** **4HA8** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.8) Calcul de la toiture:

III.8.1) Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de 13.5° pour chacun, supportant une couverture en tuile mécanique, elle repose de part et d'autre sur les murs pignons. Son étude consiste à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, liteaux) et à la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III.8.2) Détermination des charges (DTR BC.2.2) :

❖ Charge permanente :

Poids propre des tuiles et des liteaux : $G_t = 0.46 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0.10 \text{ KN/m}^2$.

$$\left. \begin{array}{l} G_t = 0.46 \text{ KN/m}^2 \\ G_p = 0.10 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} G = G_t + G_p = 0.46 + 0.10 \\ G = 0.56 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

❖ Charge d'exploitation :

Poids de la neige $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.8.3) Combinaison des charges:

☞ L'état limite ultime E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 0.56 + 1.5 \times 1 = 2.256 \text{ KN/m}^2$$

☞ A l'état limite de service E.L.S :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 0.56 + 1 = 1.56 \text{ KN/m}^2$$

III.8.4) Choix des sections:

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- ✓ Les pannes (120 x 250) mm^2
- ✓ Les chevrons (40 x 60) mm^2
- ✓ Les liteaux (30 x 30) mm^2

III.8.5) Calcul des éléments de la charpente:

III.8.5.1 Calcul des pannes :

a) Définition :

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne (faîtière ; sablières et les pannes intermédiaires).

b) Efforts revenant aux pannes :

✓ Espacement des pannes : $1,2 \text{ m} \leq e_p \leq 1,8 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend : } e_p = 1 \text{ m}$

✓ Portée des pannes : $L_p = 3.50 \text{ m}$

$$q_p = q_s \times e_p = 1.56 \times 1 = 1.56 \text{ KN/ml}$$

c) Dimensionnement de la panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

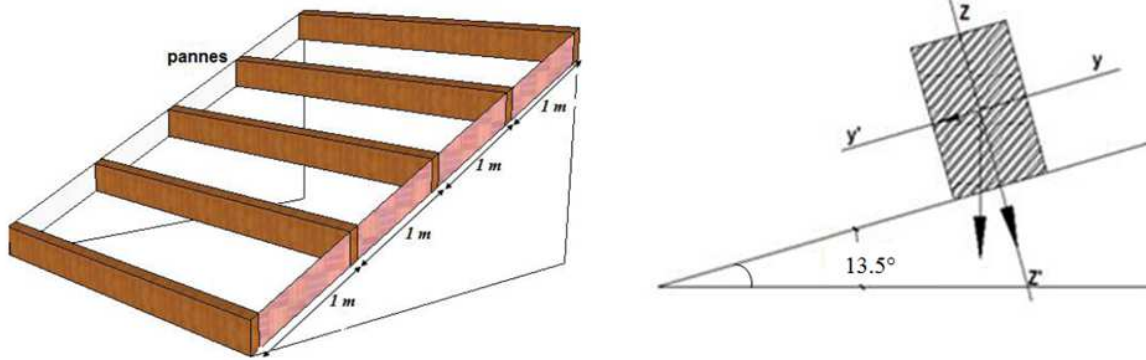


Figure III.8.1: Disposition des pannes sur les poutres.

d) Détermination de q_{py} et q_{pz} :

- ✓ Suivant l'axe yy' : $q_{py} = q_p \sin \alpha = 1.56 \sin 13.5^\circ = 0.364 \text{ kN/ml}$
- ✓ Suivant l'axe zz' : $q_{pz} = q_p \cos \alpha = 1.56 \cos 13.5^\circ = 1.517 \text{ kN/ml}$

e) Moments de flexion:

- ✓ Suivant yy' : $M_{fy} = \frac{q_{pz} x L_p^2}{8} = \frac{1.517 \times 3.5^2}{8} = 2.323 \text{ kN.m}$
- ✓ Suivant zz' : $M_{fz} = \frac{q_{py} x L_p^2}{8} = \frac{0.364 \times 3.5^2}{8} = 0.557 \text{ kN.m}$

f) Vérification des contraintes:

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$$

Avec : $\sigma_f = \frac{M_{fy} x v}{I_{yy'}} + \frac{M_{fz} x v}{I_{zz'}}$ et

Le bois utilisé est le bois de SAPIN de catégorie « 1 » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

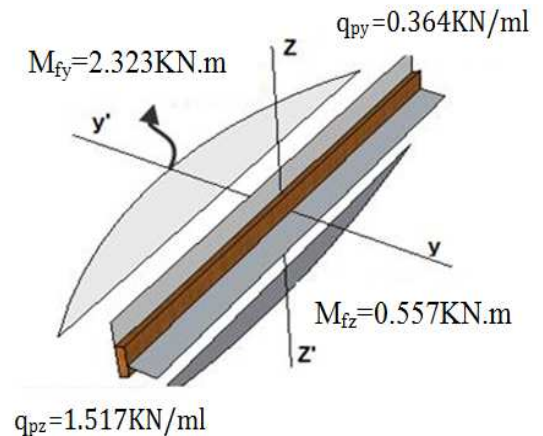


Figure III.8.2 : Diagramme des moments fléchissant sur les pannes.

$$I_{yy'} = \frac{b x h^3}{12} = \frac{12 \times 25^3}{12} = 15625 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz'} = \frac{h x b^3}{12} = \frac{25 \times 12^3}{12} = 3600 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = \frac{2.323 \times 10^4}{15625} \times \frac{25}{2} + \frac{0.557 \times 10^4}{3600} \times \frac{12}{2} = 18.584 + 9.283 = 27.867 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 27.867 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de la flèche DTR C2.46 Chapitre 4.331 (Art 4.9.62-CB71):

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{350}{300} = 1.167 \text{ cm}$

La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 x \sigma_f x L_p^2}{48 x E_f x \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 27.867 \times 350^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{25}{2}} = 0.217 \text{ cm}$$

$$f = 0.217 \text{ cm} < \bar{f} = 1.167 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la panne est admissible.

III.8.5.2 Calcul des chevrons:

a) Efforts revenant aux chevrons:

- ✓ Espacement des chevrons : $0,2 \text{ m} \leq e_c \leq 0,6 \text{ m}$ \Rightarrow On prend : $e_c = 0,4 \text{ m}$
- ✓ Portée des pannes : $L_c = 1 \text{ m}$

$$G_c = b \times h \times \rho_{\text{bois}} \quad \text{Avec : } \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = 0,04 \times 0,06 \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{lit}} = G_{\text{lit}} \times e_c = 0,46 \times 0,4 = 0,184 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{\text{lit}} = 0,0156 + 0,184 = 0,1996 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_c = G + Q = 0,1996 + 0,4 \times 1 = 0,59 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU: } q_c = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,1996 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 0,87 \text{ KN/ml}$$

b) Dimensionnement de chevron :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

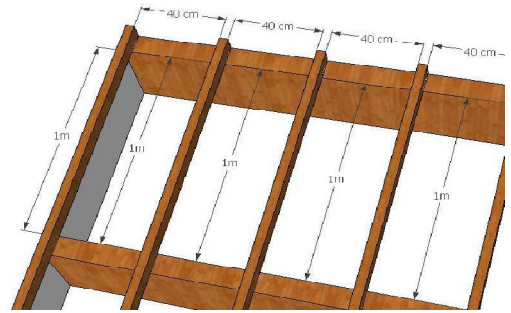


Figure III.8.3 : Disposition des chevrons sur les pannes.

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

- Aux appuis : $M_f^a = \frac{4}{5} M_0 = 0,8 \times 0,074 = 0,0592 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_f^t = \frac{2}{3} M_0 = 0,66 \times 0,074 = 0,0488 \text{ KN.m}$

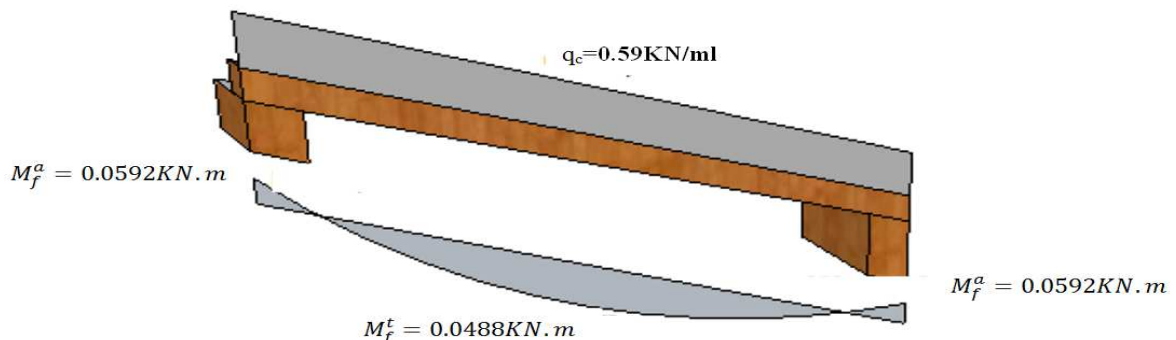


Figure III.8.4: Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.

d) Vérification des contraintes:

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{Avec : } \sigma_f = \frac{M_f^{xv}}{I} \quad \text{et la contrainte admissible est : } \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$I = \frac{b x h^3}{12} = \frac{4 \times 6^3}{12} = 72 \text{ cm}^4.$$

- Aux appuis : $M_f^a = 0,0592 \text{ KN.m}$

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a x v}{I} = \frac{0,0592 \times 10^4 \times 3}{72} = 24,67 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^a = 24,67 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée: $M_f^t = 0,0488 \text{ KN.m}$

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t x v}{I} = \frac{0,0488 \times 10^4 \times 3}{72} = 20,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^t = 20,33 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la flèche:

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,...).

La flèche admissible des chevrons est : $\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ cm}$

La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{x_2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :** $\sigma_f^a = 24.67 \text{ daN/cm}^2$

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{x_2}} = \frac{5 \times 24.67 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{6}{2}} = 0.07 \text{ cm}$$

$f_a = 0.07 \text{ cm} < \bar{f} = 0.50 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

☞ La section des chevrons est admissible.

➤ **En travée:** $\sigma_f^t = 20.33 \text{ daN/cm}^2$

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{x_2}} = \frac{5 \times 20.33 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{6}{2}} = 0.05 \text{ cm}$$

$f_t = 0.05 \text{ cm} < \bar{f} = 0.50 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

☞ La section des chevrons est admissible.

III.8.5.3 Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

☞ **ELS:** $q_s = G + Q = 0.46 + 1 = 1.46 \text{ KN/m}^2$.

☞ **ELU:** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.46 + 1.5 \times 1 = 2.121 \text{ KN/m}^2$.

a) Efforts revenant aux liteaux :

✓ Espacement des liteaux est prise égal à : $e_l = 0.32 \text{ m}$

✓ Portée des liteaux : $L_l = 0.40 \text{ m}$

$$q_l = q_s \times e_l = 1.46 \times 0.32 = 0.467 \text{ KN/ml}$$

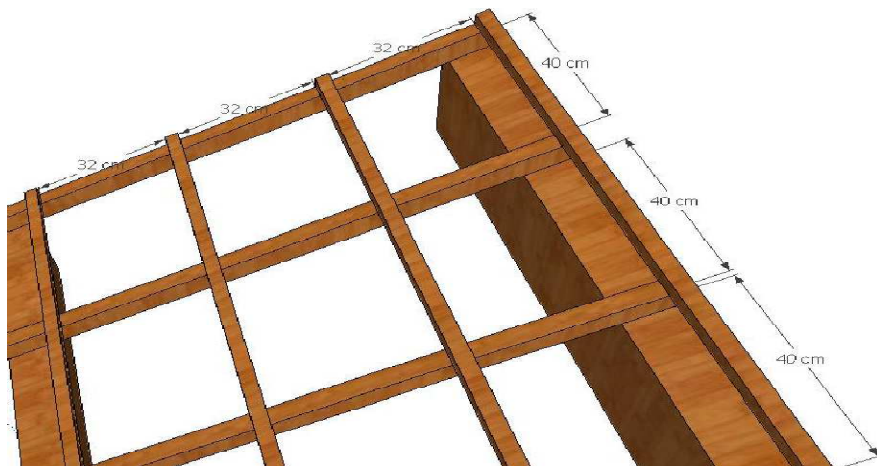
b) Dimensionnement des liteaux :

Figure III.8.5: Disposition des liteaux sur les chevrons.

c) Détermination de q_{ly} et q_{lz} :

✓ Suivant l'axe yy' : $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0.467 \sin 13.5^\circ = 0.109 \text{ KN/ml}$

✓ Suivant l'axe zz' : $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0.467 \cos 13.5^\circ = 0.454 \text{ KN/ml}$

d) Moments de flexion:

$$\checkmark \text{ Suivant } yy' : M_{fy} = \frac{q_{ly} x L_l^2}{8} = \frac{0.454 \times 0.32^2}{8} = 0.006 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Suivant } zz' : M_{fz} = \frac{q_{ly} x L_l^2}{8} = \frac{0.109 \times 0.32^2}{8} = 0.001 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes:

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f \quad \text{Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} x v}{I_{yy'}} + \frac{M_{fz} x v}{I_{zz'}}$$

Le bois utilisé est le bois de SAPIN de catégorie « 1 » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$I_{yy'} = I_{zz'} = \frac{b x h^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = 6.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = \frac{0.006 \times 10^4}{6.75} \times \frac{3}{2} + \frac{0.001 \times 10^4}{6.75} \times \frac{3}{2} = 13.33 + 2.22 = 15.55 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 15.55 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la flèche:

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

$$\text{La flèche admissible des liteaux : } \bar{f} = \frac{L_l}{200} = \frac{40}{200} = 0.2 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche réelle est donnée par cette formule : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 15.55 \times 40^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{3}{2}} = 0.013 \text{ cm}$$

$$f = 0.013 \text{ cm} < \bar{f} = 0.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

☒ La section du liteau est admissible.

III.8.6) Assemblage de la charpente:

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant....), Entre les éléments de la toiture.

Types d'assemblages :

- Liaison par contact bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/ Juin 84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contact bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- ✓ Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- ✓ Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.

- ✓ L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- ✓ Epaisseur de la pièce la plus mince.
- ✓ Humidité du bois au moment de la fabrication.
- ✓ Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre " d " des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ **Tableau 8.1:** Diamètre des clous le type de bois utilisé.

	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre et bois frais de Sciage	$e \leq 30\text{mm}$	$d \leq e/7$
	$e > 30\text{mm}$	$d \leq e/9$
Bois durs et Bois sec	$e \leq 30\text{mm}$	$d \leq e/9$
	$e > 30\text{mm}$	$d \leq e/11$

e : épaisseur de la pièce.

d : diamètre des clous

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est : $d \leq 30/7 = 4.28\text{mm}$

✍ **Remarque :**

- ❖ L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- ❖ Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

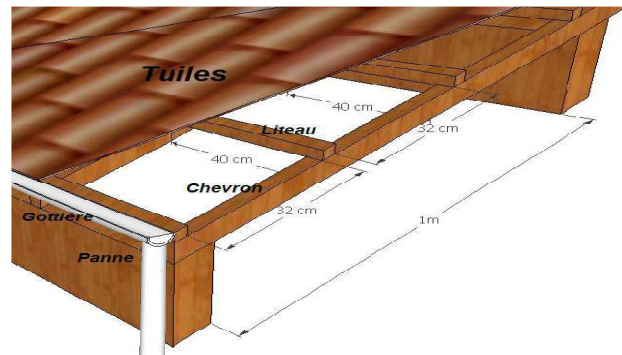
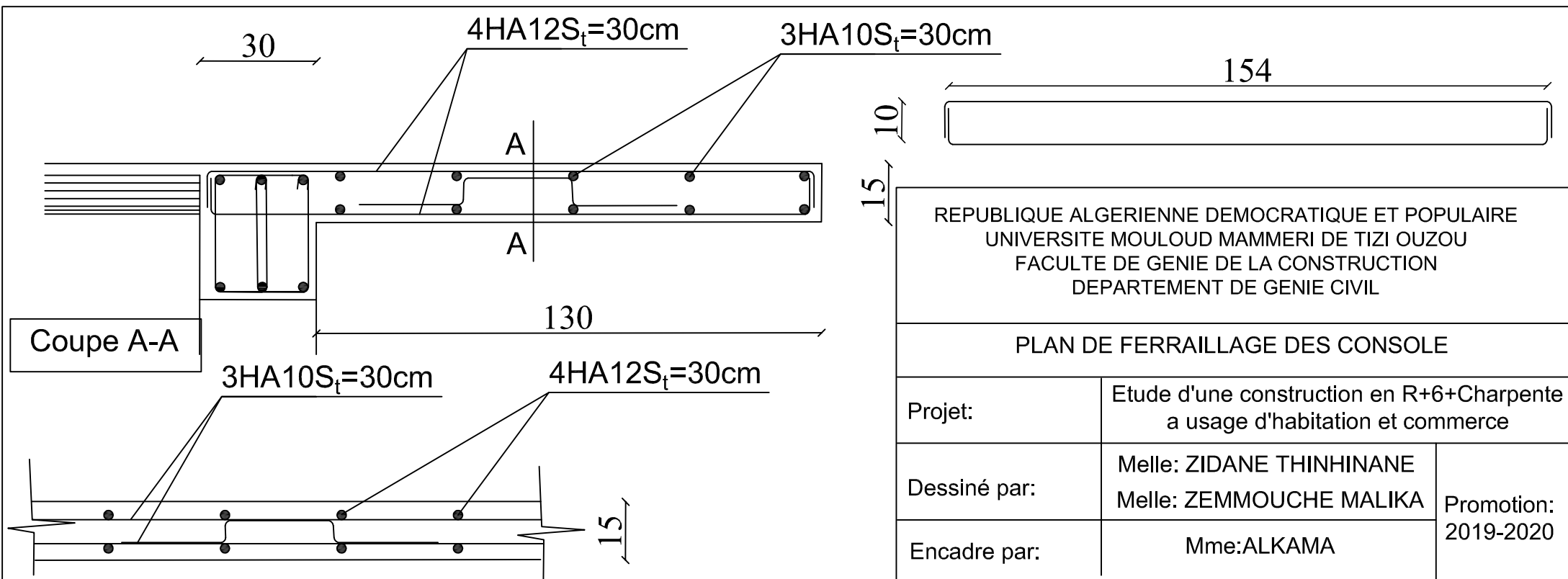
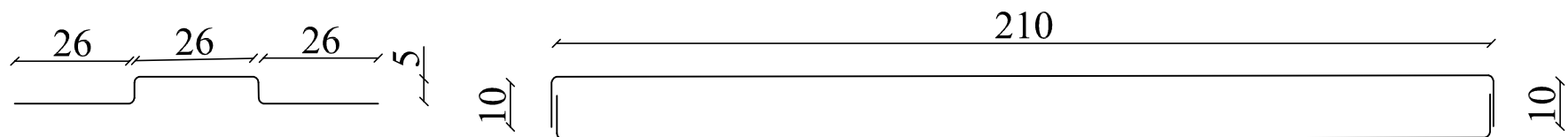
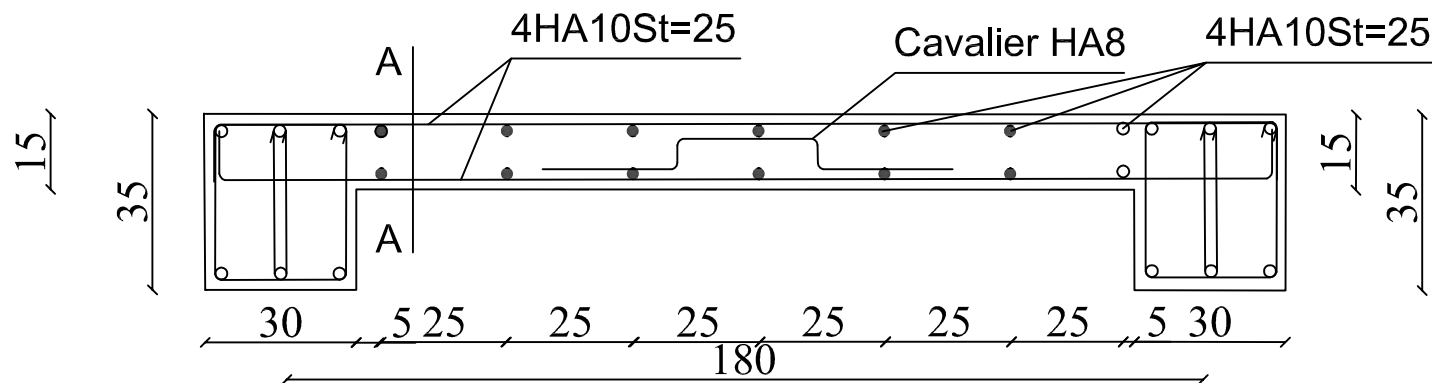


Figure III.8.6: Disposition des différents éléments de la toiture.

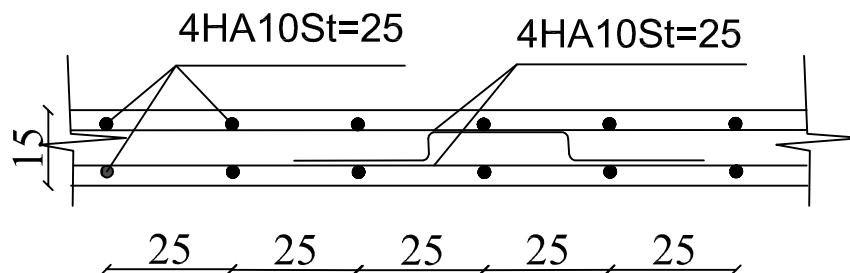




SensY-Y:



SensX-X:

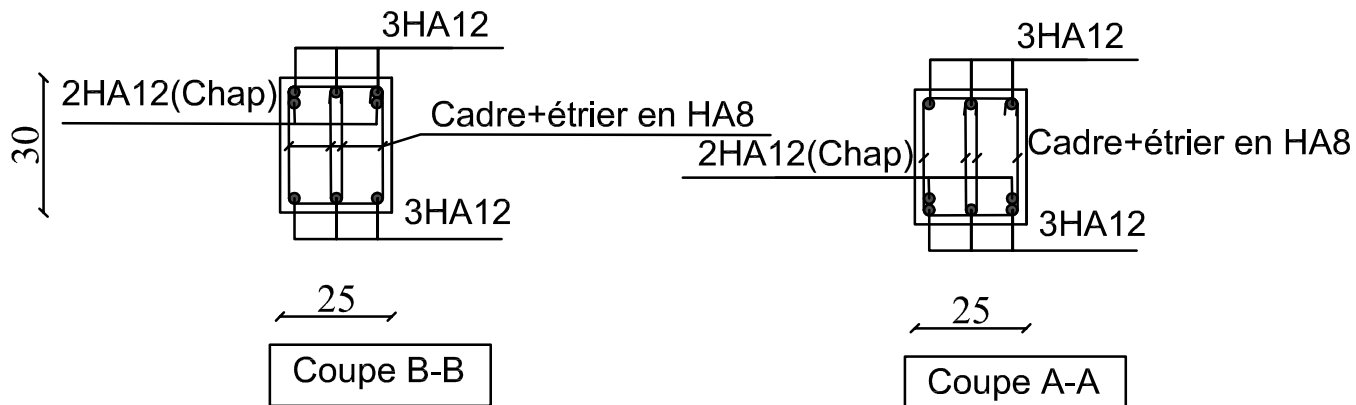
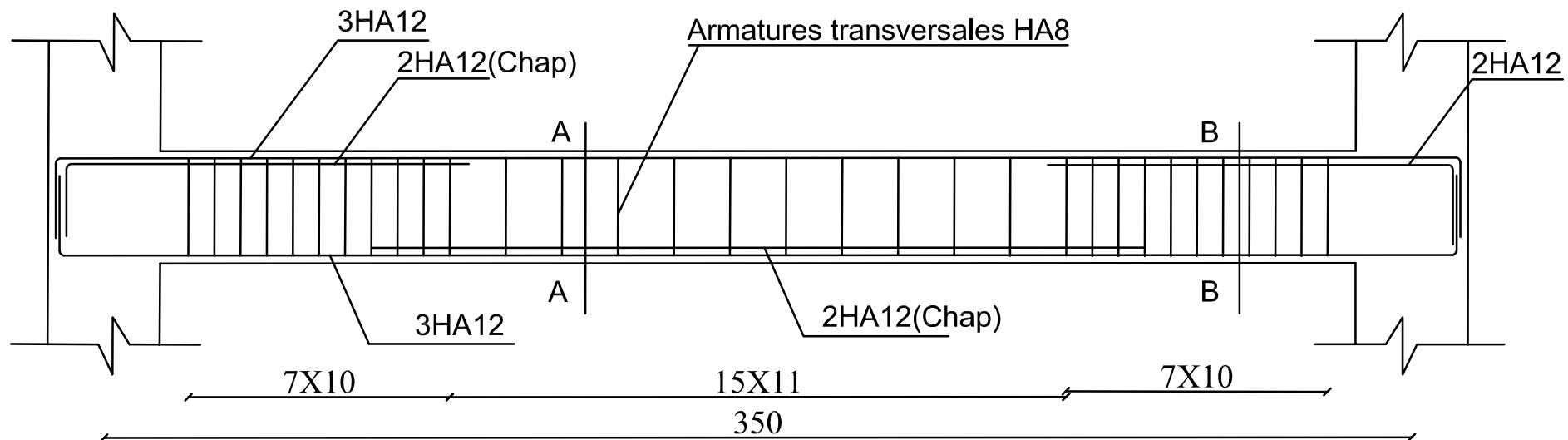


COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE FERRAILLAGE DU PALIER INTERMEDIAIRE

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Promotion: 2019-2020
Encadre par:	Mme:ALKAMA	

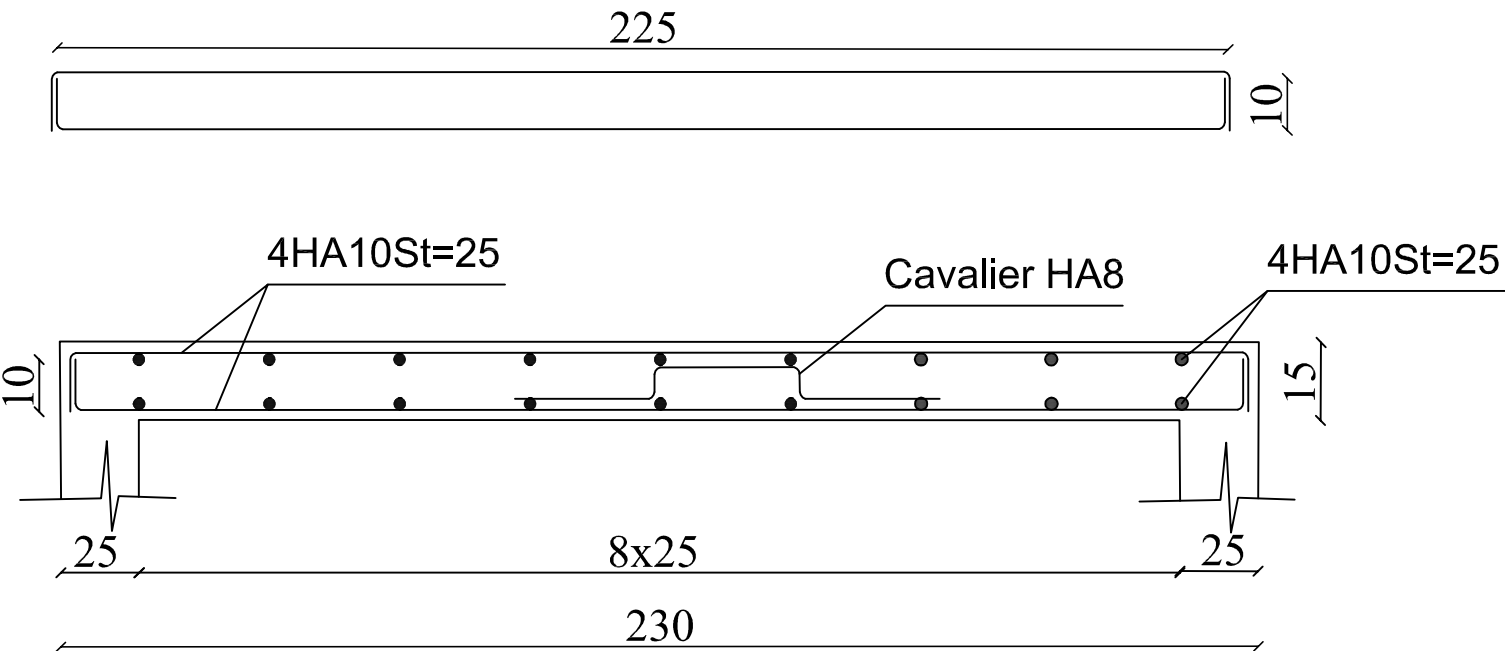


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

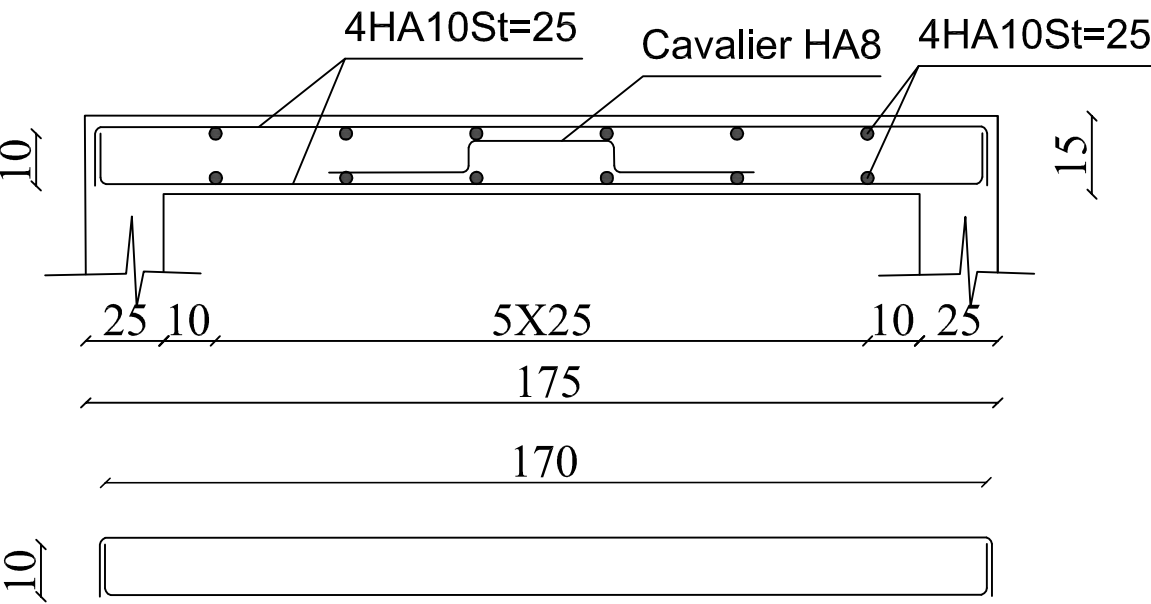
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Promotion: 2019-2020
Encadre par:	Mme:ALKAMA	

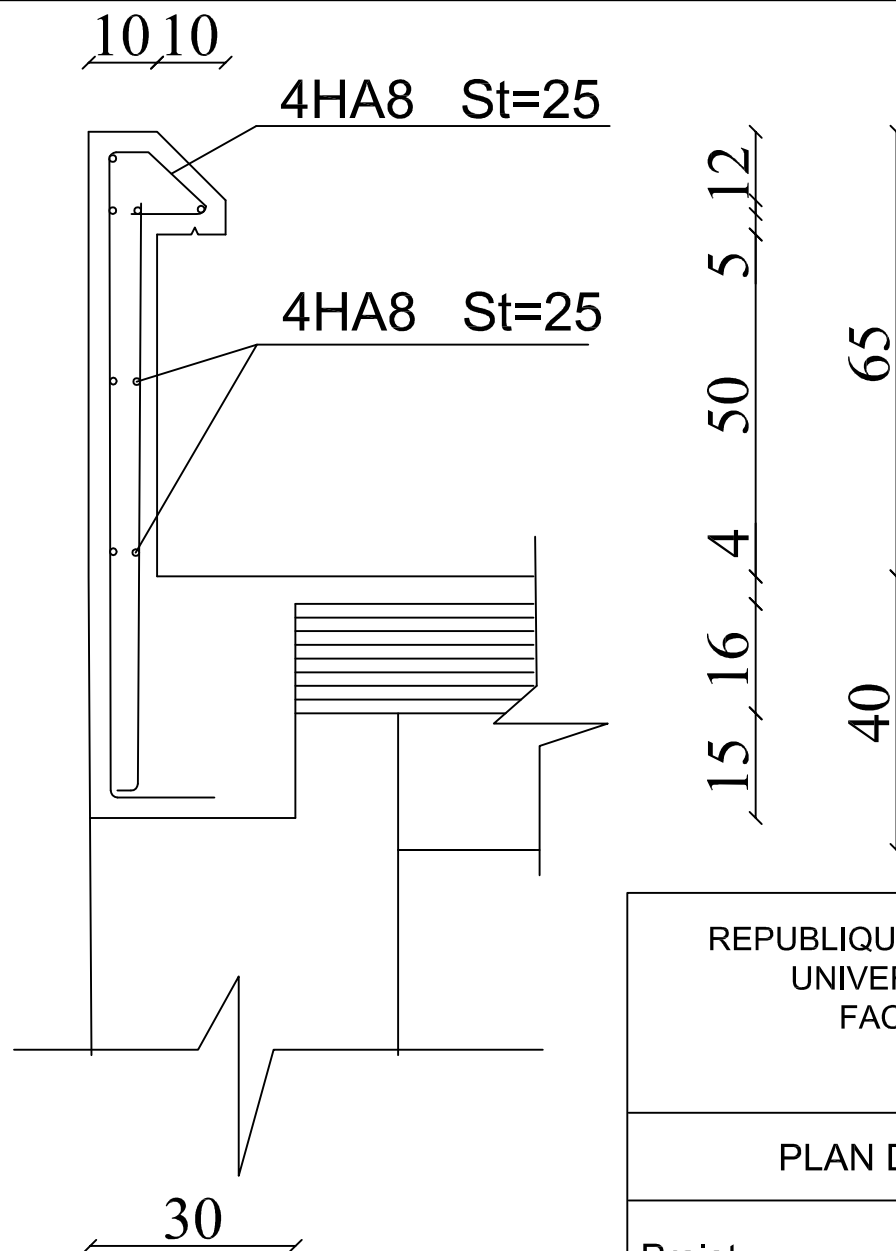
Sens Y-Y:



Sens X-X:



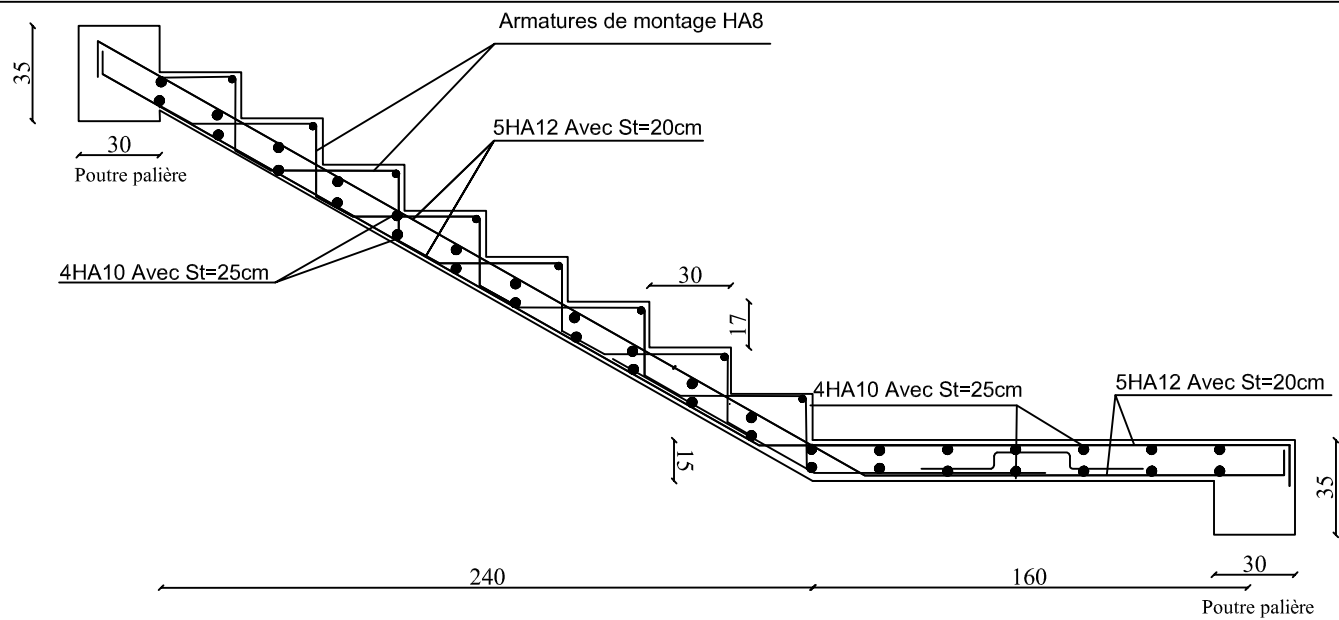
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE		
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Promotion: 2019-2020
Encadre par:	Mme:ALKAMA	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

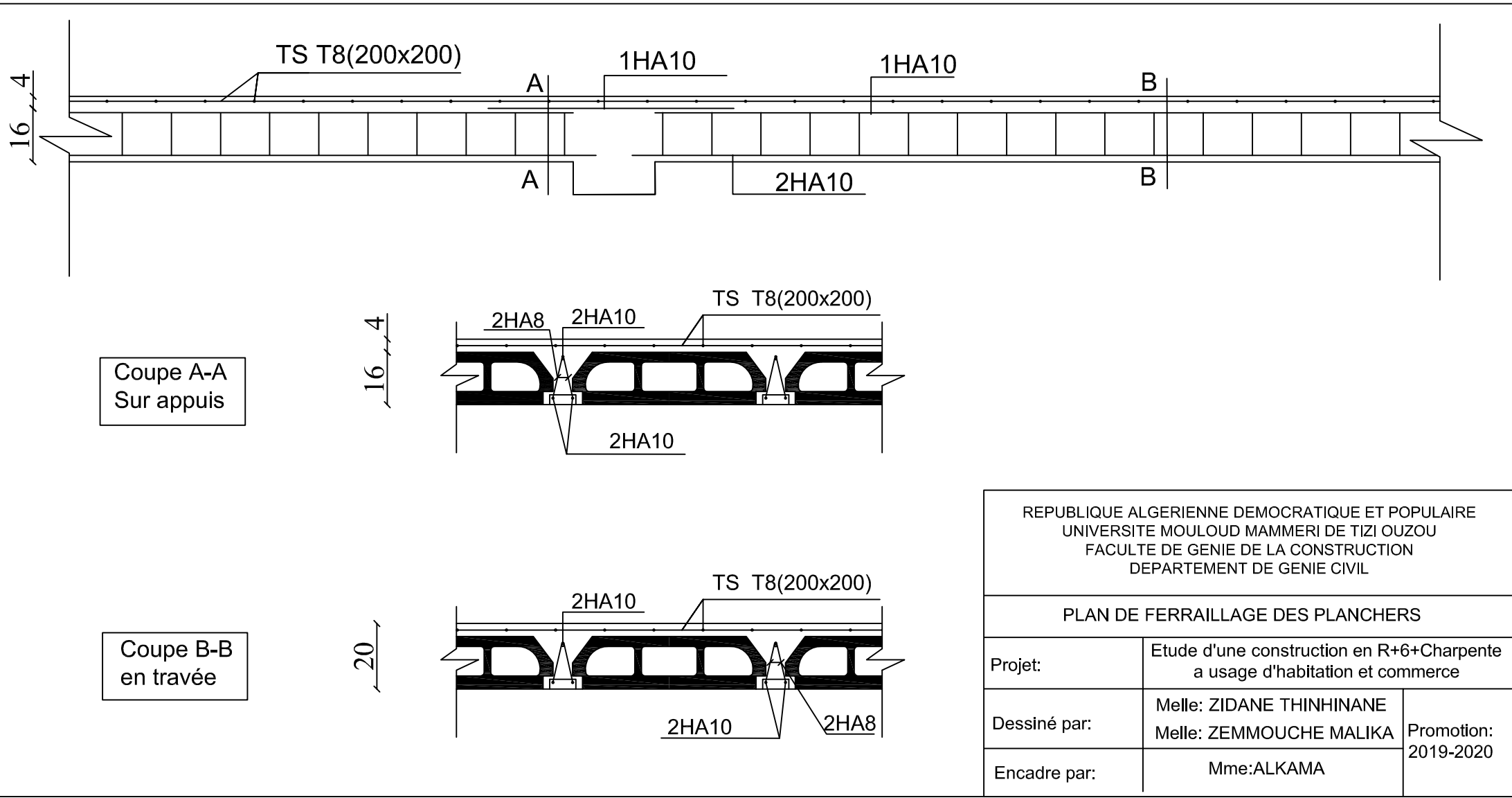
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Promotion: 2019-2020
Encadre par:	Mme:ALKAMA	

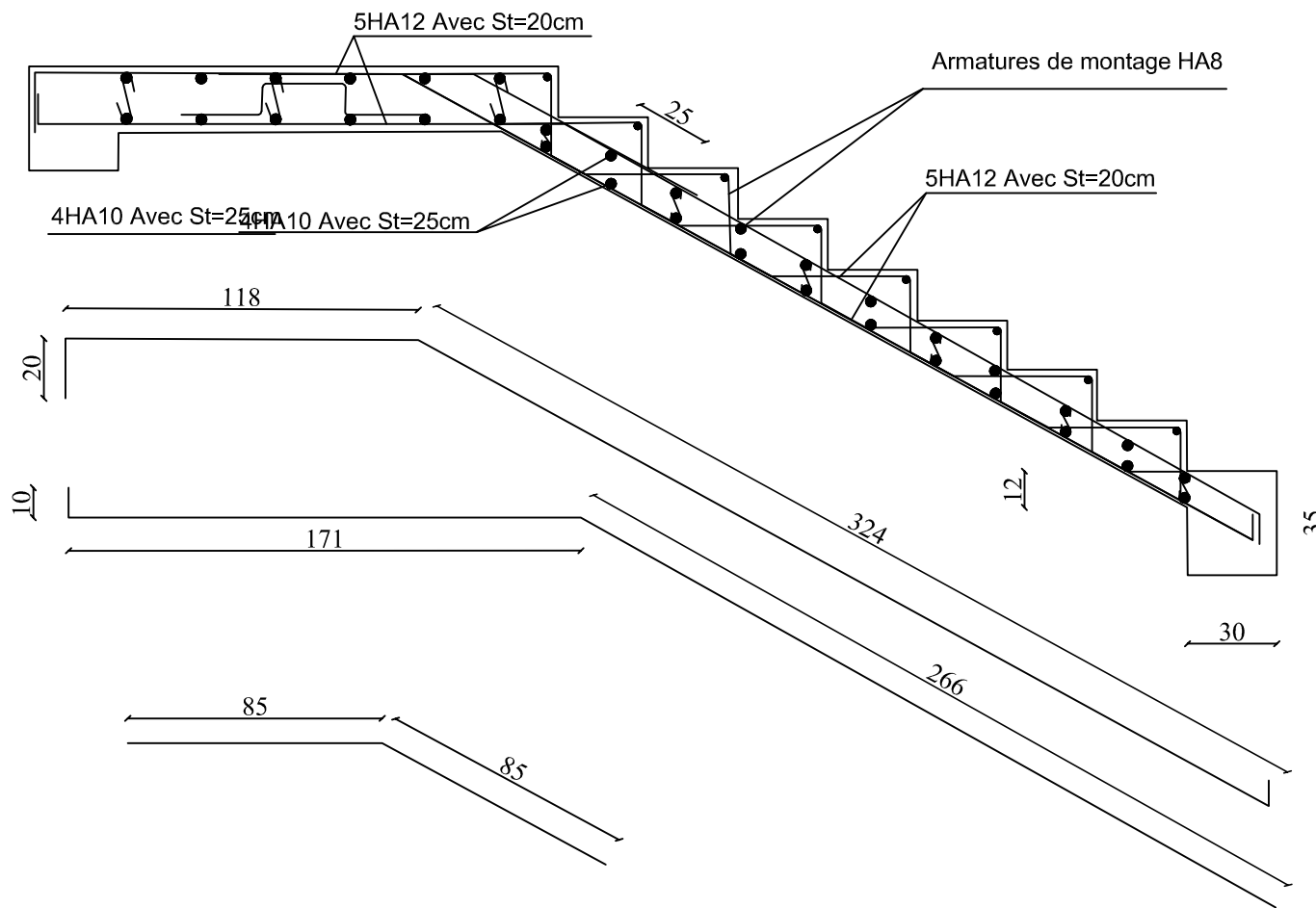


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE FERRAILAGE DES ESCALIERS(2^{ème} Cas)

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Promotion: 2019-2020
Encadre par:	Mme:ALKAMA	





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS(1^{er} Cas)

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Promotion: 2019-2020
Encadre par:	Mme:ALKAMA	

Introduction :

Dans ce chapitre l'étude consiste en détermination des éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales (vent et séisme).

Il est indispensable de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre les refends et les portiques.

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui ont des composantes dans les trois directions, pour cela on effectue l'étude du contreventement de notre structure.

IV.1) Les étapes d'étude de contreventement :

IV.1.1) Caractéristiques géométriques de refends :

❖ Inerties des refends pleins:

a) Les refends longitudinaux:

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

$$e \ll L \Leftrightarrow I_x \ll I_y \quad I_x = 0 \text{ m}^4$$

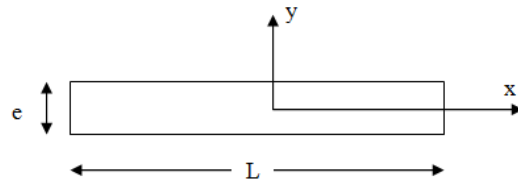


Figure IV.1 : Refend longitudinal.

b) Les refends transversaux:

$$I_x = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

$$e \ll L \Leftrightarrow I_y \ll I_x \quad I_y = 0 \text{ m}^4$$

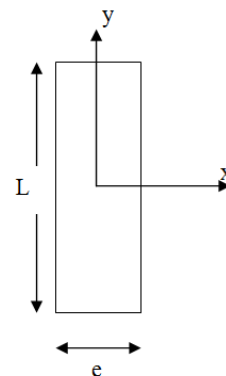


Figure IV.2 : Refend transversal.

Avec:

L: longueur de voile.

e: épaisseur de voile.

✎ Remarque :

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins.

❖ *Les inerties des voiles sont résumées dans les tableaux qui suivent :*

❖ **Tableau IV.1:** Les inerties des refends dans le sens longitudinal.

Niveau	voiles	La longueur $L(m)$	L'épaisseur $e (m)$	Les inerties $I_y (m^4)$
Du RDC au dernier niveau	VL1	2	0.25	0.1667
	VL2	2	0.25	0.1667
	VL3	1	0.25	0.0208
	VL4	1	0.25	0.0208
	VL5	2	0.25	0.1667
	VLA	1.75	0.25	0.1117
Somme				0.6533

❖ **Tableau IV.2:** Les inerties des refends dans le sens transversal.

Niveau	voiles	La longueur $L(m)$	L'épaisseur $e (m)$	Les inerties $I_x (m^4)$
Du RDC au dernier niveau	VT1	2	0.25	0.1667
	VT2	2	0.25	0.1667
	VT3	2	0.25	0.1667
	VT4	2	0.25	0.1667
	VT5	1.8	0.25	0.1215
	VT6	2	0.25	0.1667
	VT7	2	0.25	0.1667
	VTA1	2.3	0.25	0.2535
	VTA2	2.3	0.25	0.2535
Somme				1.6285

Inertie moyen du refend dans le sens horizontal : $I_{\text{moy}} = 0.1089m^4$

Inertie moyen du refend dans le sens transversal : $I_{\text{moy}} = 0.1809m^4$

IV.1.2) Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'**ALBERT Fuentes** « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ».

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **$1m^4$** , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

a) Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{\text{en}} = \frac{F_n}{D_n} \text{ Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i »;

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « i »;

F_n : Flèche du refond au niveau « i »;

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

b) Calcul des flèches des refends :

La flèche est donnée par la relation suivante : $f_i = \frac{\sum S_i x d_i}{EI}$

Avec :

f_i : Flèche de refend choisit au niveau « i » ;

S_i : Surface du trapèze ; $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) x h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré; $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) x h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$

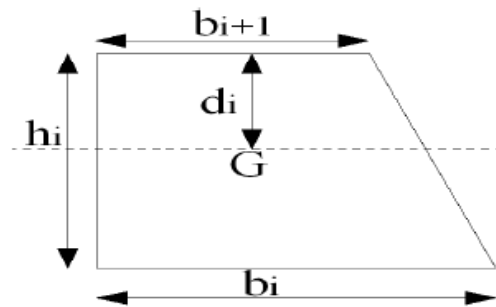


Figure IV.3 : La notation adoptée pour calculer la surface de trapèze.

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à I_{tonne} ; est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

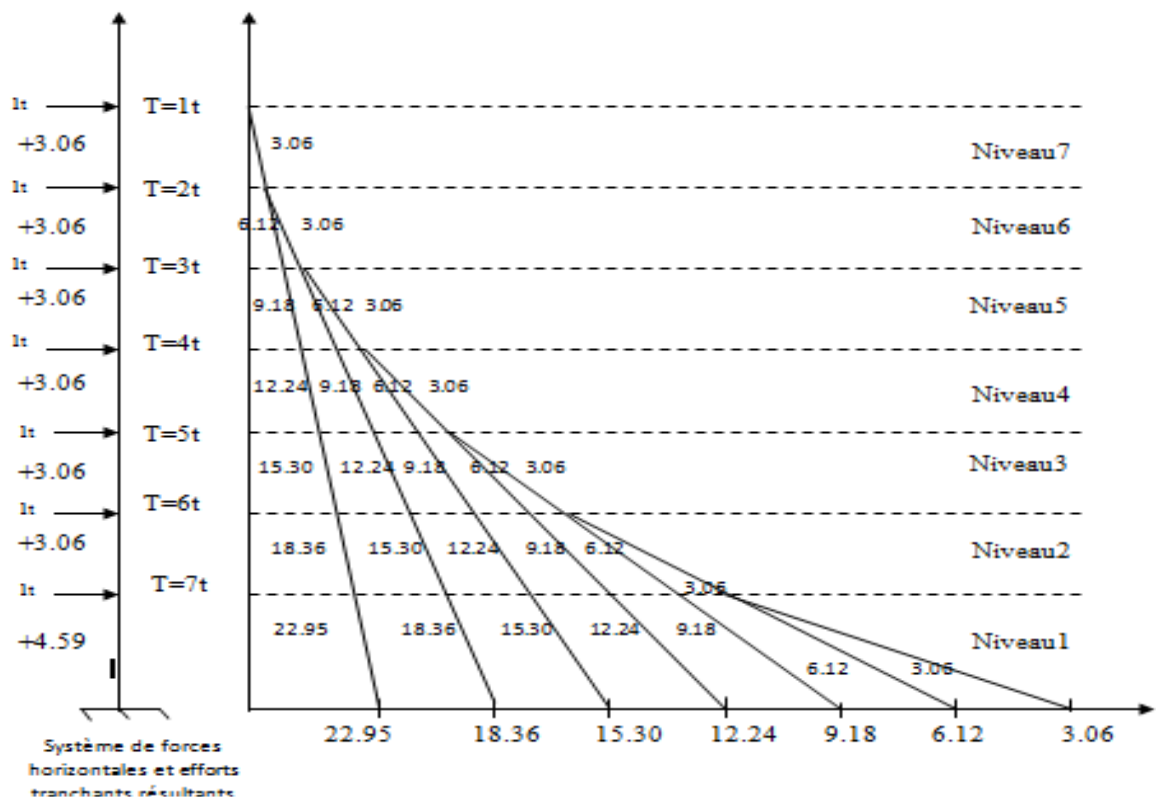


Figure IV.4 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments :

❖ **Tableau IV.3:** Valeurs des flèches des refends à chaque niveau pour $I=1m^4$.

Niveau	$h(m)$	$b_i(m)$	$b_{i+1}(m)$	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i \cdot d_i$	$f_i \cdot EI = \sum S_i x d_i$
6	3.06	3.06	0	4.68	2.04	9.55	12937.19
5	3.06	9.18	3.06	18.73	1.79	33.53	9309.23
4	3.06	18.36	9.18	42.14	1.70	71.64	8245.22
3	3.06	30.60	18.36	74.91	1.66	124.35	7187.98
2	3.06	45.9	30.60	117.05	1.63	190.79	3944.76
1	3.06	64.26	45.90	168.54	1.62	273.03	2174.52
RDC	4.59	87.21	64.26	347.62	2.41	837.77	837.77

Nous aurons :

$$f_i = \frac{\sum S_i x d_i}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{347.62 \times 2.41}{EI} = \frac{837.77}{EI}.$$

$$f_1 = \frac{347.62 \times (2.41 + 3.06) + 168.54 \times 1.62}{EI} = \frac{347.62 \times 5.47 + 168.54 \times 1.62}{EI} = \frac{2174.52}{EI}.$$

$$f_2 = \frac{347.62 \times (2.41 + 3.06 + 3.06) + 168.54 \times (1.62 + 3.06) + 117.05 \times 1.63}{EI} = \frac{3944.76}{EI}.$$

$$f_3 = \frac{347.62 \times (2.41 + 3.06 + 3.06 + 3.06) + 168.54 \times (1.62 + 3.06 + 3.06) + 117.05 \times (1.63 + 3.06) + 74.91 \times 1.66}{EI} = \frac{7187.98}{EI}.$$

$$f_4 = \frac{347.62 \times (2.41 + 4 \times 3.06) + 168.54 \times (1.62 + 3 \times 3.06) + 117.05 \times (1.63 + 2 \times 3.06) + 74.91 \times (1.66 + 3.06) + 71.64}{EI} = \frac{8245.22}{EI}.$$

$$f_5 = \frac{347.62 \times (2.41 + 5 \times 3.06) + 168.54 \times (1.62 + 4 \times 3.06) + 117.05 \times (1.63 + 3 \times 3.06) + 74.91 \times (1.66 + 2 \times 3.06) + 42.14 \times (1.7 + 3.06) + 18.73 \times 1.79}{EI} = \frac{9309.23}{EI}.$$

$$f_6 = \frac{347.62 \times (2.41 + 6 \times 3.06) + 168.54 \times (1.62 + 5 \times 3.06) + 117.05 \times (1.63 + 4 \times 3.06) + 74.91 \times (1.66 + 3 \times 3.06) + 42.14 \times (1.7 + 2 \times 3.06) + 18.73 \times (1.79 + 3.06) + 9.55}{EI} = \frac{12937.19}{EI}.$$

☞ On obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

c) Calcul des rigidités linéaires des portiques :

K_{poteau} : raideur des poteaux ; $K_{poteau} = \frac{I_{poteaux}}{h_c}$

K_{poutre} : raideur des poutres ; $K_{poutres} = \frac{I_{poutre}}{L}$

❖ **Identification des paramètres :**

I : moment d'inertie de l'élément : $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

Poteaux : $h_c = h + \frac{1}{2} e_{pot}$

Avec :

h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

h : Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux.

Poutres : $L_c = L + \frac{1}{2} h_{poutre}$

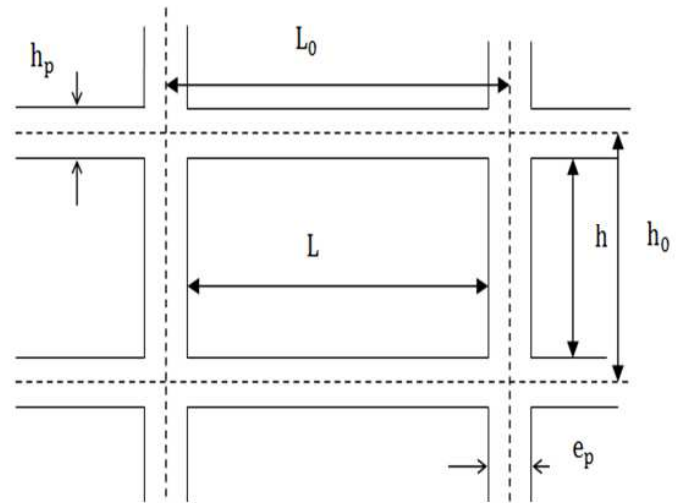
Avec :

L_c : Longueur des poutres à calculées ;

L : Longueur entre nus des poutres ;

h_{poutre} : Hauteur des poutres.

$L = L_0 - e_{poteaux}$



❖ **Tableau IV.4: Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.**

Niveaux	poteaux	$I_p \cdot 10^{-3} (m^4)$	$h_e (m)$	$h_p (m)$	$h (m)$	$\frac{e_{pot}}{2} (m)$	$h_c (m)$	$K_p \cdot 10^{-4} (m^3)$
5-6	30x30	0.675	3.06	0.40	2.66	0.15	2.810	2.402
2-3-4	35x35	1.251	3.06	0.40	2.66	0.175	2.835	4.413
1	40x40	2.133	3.06	0.40	2.66	0.20	2.860	7.458
RDC	40x40	2.133	4.59	0.40	4.19	0.20	4.390	4.859

❖ **Tableau IV.5: Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.**

Niveaux	poteaux	$I_p \cdot 10^{-3} (m^4)$	$h_e (m)$	$h_p (m)$	$h (m)$	$\frac{e_{pot}}{2} (m)$	$h_c (m)$	$K_p \cdot 10^{-4} (m^3)$
5-6	30x30	0.675	3.06	0.35	2.71	0.15	2.860	2.360
2-3-4	35x35	1.251	3.06	0.35	2.71	0.175	2.885	4.336
1	40x40	2.133	3.06	0.35	2.71	0.20	2.910	7.329
RDC	40x40	2.133	4.59	0.35	4.24	0.20	4.440	4.804

❖ **Tableau IV.6:** Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	$b(m)$	$h(m)$	$I_p \cdot 10^{-3}(m^4)$	$L_0(m)$	e_{pot}	$L(m)$	$\frac{h_p}{2}(m)$	$L_c(m)$	$K_p \cdot 10^{-4}(m^3)$
RDC 1	A-B F-G	0.30	0.35	1.072	3.20	0.40	2.80	0.175	2.975	3.603
	B-C E-F				3.15		2.75		2.925	3.665
	C-D-E				3.50		3.10		3.275	3.273
2-3-4	A-B F-G	0.30	0.35	1.072	3.20	0.35	2.85	0.175	3.025	3.544
	B-C E-F				3.15		2.80		2.975	3.603
	C-D-E				3.50		3.15		3.325	3.224
5-6	A-B F-G	0.30	0.35	1.072	3.20	0.30	2.90	0.175	3.075	3.486
	B-C E-F				3.15		2.85		3.025	3.544
	C-D-E				3.50		3.20		3.375	3.176

❖ **Tableau IV.7:** Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	$b(m)$	$h(m)$	$I_p \cdot 10^{-3}(m^4)$	$L_0(m)$	e_{pot}	$L(m)$	$\frac{h_p}{2}(m)$	$L_c(m)$	$K_p \cdot 10^{-4}(m^3)$
RDC 1	1-2	0.30	0.40	1.6	4.10	0.40	3.70	0.20	3.90	4.103
	2-3				3.75		3.35		3.55	4.507
	3-4				4.00		3.60		3.80	4.211
	4-5				1.80		1.40		1.60	0.100
	5-6				4.50		4.10		4.30	3.721
2-3-4	1-2	0.30	0.40	1.6	4.10	0.35	3.75	0.20	3.95	4.051
	2-3				3.75		3.40		3.60	4.444
	3-4				4.00		3.65		3.85	4.156
	4-5				1.80		1.45		1.65	9.697
	5-6				4.50		4.15		4.35	3.678
5-6	1-2	0.30	0.40	1.6	4.10	0.30	3.80	0.20	4	4
	2-3				3.75		3.45		3.65	4.384
	3-4				4.00		3.70		3.90	4.103
	4-5				1.80		1.50		1.70	9.412
	5-6				4.50		4.20		4.40	3.636

d) Les déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux :

La translation est donnée par : $E\Delta n = E\Psi_n \times h_e$

Avec : $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{poteau}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$

h_e : Hauteur d'étage ;

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n » ;

$E\theta$: Rotation d'étage ;

L : longueur libre de la poutre ;

$I_{eiy} = \frac{f_n}{\sum \Delta_n}$.

I_{eiy} : Inertie fictive du portique au niveau « i » ;

f_i : flèche du refend au même niveau « i » ;

Δ_n : déplacement du portique au niveau « n » ;

$\sum K_{poutres}$: Somme des raideurs des poutres du niveau « n » ;

$\sum K_{poteaux}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau « n » ;

E : module de Young ;

✓ Pour les poteaux d'étages courants :

✓ Pour les poteaux encastrés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{poutres} + 2 \sum K_{poteau}}$.

✓ Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{poutres}}$.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

❖ **Tableau IV.8:** Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal.

N	$\sum K_{pout}$ (m^3)	$\sum K_{pot}$ (m^3)	M_n ($t.m$)	M_{n+1} ($t.m$)	$E\theta_n$ (t/m^2)	$E\Psi_n$ (t/m^2)	$E\Delta_i(t/m)$	$\sum E\Delta_i(t/m)$	$Ef_i(m)$	$I_{ei}(m^4)$
6	0.0020412	0.0091276	3.06	0	6.4633	31.168895	95.376819	9535.150	12937.19	1.356789
5	0.0020412	0.0091276	6.12	3.06	187.3898	152.80104	467.57118	9439.774	9309.23	0.986170
4	0.0020742	0.0167694	9.18	6.12	307.3474	292.98740	896.54146	8972.202	8245.22	0.918973
3	0.0020742	0.0167694	12.24	9.18	430.2864	429.64197	1314.7044	8075.661	7187.98	0.890079
2	0.0020742	0.0167694	15.3	12.24	553.2253	567.78719	1737.428	6760.956	3944.76	0.583461
1	0.0021082	0.0283404	18.36	15.3	665.2595	663.22893	2029.4805	5023.528	2174.52	0.432867
R	0.0021082	0.0204078	22.95	18.36	451.90806	652.29794	2994.0475	2994.047	837.77	0.279811

$\sum I_{ei} = 5.44815412 \text{ m}^4$

❖ **Tableau IV.9:** Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques dans le sens transversal.

N	$\sum K_{pout}$ (m^3)	$\sum K_{pot}$ (m^3)	M_n ($t.m$)	M_{n+1} ($t.m$)	$E\theta_n$ (t/m^2)	$E\Psi_n$ (t/m^2)	$E\Delta_i(t/m)$	$\sum E\Delta_i(t/m)$	$Ef_i(m)$	$I_{ei}(m^4)$
6	0.0025535	0.008968	3.06	0	49.931467	24.96638445	76.39713642	8163.521	12937.2	1.58477
5	0.0025535	0.008968	6.12	3.06	149.79439	99.86423551	305.5845607	8087.124	9309.23	1.15112
4	0.0026026	0.0164768	9.18	6.12	244.94736	197.3728711	603.9609855	7781.539	8245.22	1.05959
3	0.0026026	0.0164768	12.24	9.18	342.92630	293.9394871	899.4548304	7177.579	7187.98	1.00145
2	0.0026026	0.0164768	15.3	12.24	440.90525	391.9190948	1199.27243	6278.124	3944.76	0.62833
1	0.0016642	0.0278502	18.36	15.3	842.74727	641.8288035	1963.996139	5078.851	2174.52	0.42815
R	0.0016642	0.0201768	22.95	18.36	514.48171	678.6176694	3114.855103	3114.855	837.77	0.26896

$$\sum I_{ei} = 6.12235572 \text{ m}^4$$

❖ **Inertie moyenne des portiques :**

Sens transversal : $I_{moy} = 0.77830773 \text{ m}^4$.

Sens longitudinal : $I_{moy} = 0.87462225 \text{ m}^4$.

✎ **Résumé :**

Pourcentage pour chaque système de contreventement (par niveau), sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **Tableau IV.10:** Pourcentage pour chaque système de contreventement.

Sens	Portique	Voile	Inertie totale	%Portique	%Voile	Moyenne Portiques%	Moyenne Voils%
Longitudinal	5.44815412	0.6533	6.1015	89.3	10.7	84.15	15.85
Transversal	6.12235572	1.6285	7.7509	79	21		

✎ **Rappel (RPA 99 Révisé 2003) :**

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre des sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Conclusion :

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par des portiques et des voiles. Dans notre cas le système de contreventement est *mixte* (assuré par des voiles et des portiques).

D'où le coefficient de comportement **$R=5$** (tableau 4.3.RPA99 révisé2003).

Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.1) Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charge statique et dynamique). Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V960**.

V.1.1) Historique :

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linéaire 9.7.4. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

V.1.2) Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- ✓ La modélisation de tous types de bâtiments ;
- ✓ La prise en compte des propriétés des matériaux ;
- ✓ L'analyse des effets dynamique et statique ;
- ✓ La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc ;
- ✓ Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

V.1.3) Rappel :(terminologie):

- ✓ **Grid line** : ligne de grille ;
- ✓ **Joints** : nœuds ;
- ✓ **Frame** : portique (cadre) ;
- ✓ **Shell** : voile ;
- ✓ **Elément** : élément ;
- ✓ **Restreints** : degrés de liberté(D.D.L) ;
- ✓ **Loads**: charge ;
- ✓ **Uniformloads**: Charges uniformément réparties ;
- ✓ **Define**: définir ;
- ✓ **Materials**: matériaux ;
- ✓ **Concrete**: béton ;
- ✓ **Steel**: acier
- ✓ **Frame section** : coffrage ;
- ✓ **Column**: poteau ;
- ✓ **Beam**: poutre ;
- ✓ **File** : fichier ;
- ✓ **Copy** : copier ;
- ✓ **Move** : déplacer ;
- ✓ **Save** : enregistrer ;
- ✓ **Save as** : enregistrer sous ;
- ✓ **Add**: ajouter ;
- ✓ **Delete**: supprimer ;
- ✓ **Story** : étage ;
- ✓ **Height**: hauteur ;

V.2) Méthode de calcul :

On distingue deux cas:

V.2.1) Calcul statique:

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G** et **Q**).

V.2.2) Calcul dynamique :

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le (**RPA 99 version 2003**). Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.3) Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

D'après (**RPA99V2003 Art 4.1.2**), notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique II groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS 9.6.0**).

V.3.1) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.2) Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V.4) Etapes de Modélisation :

Les Principales étapes sont les suivantes :

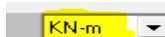
- 1) Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- 2) Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles...)
- 4) Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- 5) Introduction du spectre de réponse (E) selon le (**RPA 99/version2003**) ;
- 6) Introduction des combinaisons d'actions ;
- 7) Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- 8) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- 9) Exécutions de l'analyse ;
- 10) visualisation des résultats.

V.4.1) Première étape: géométrie de la structure à modéliser

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser. On clique sur l'icône de **L'ETABS** :

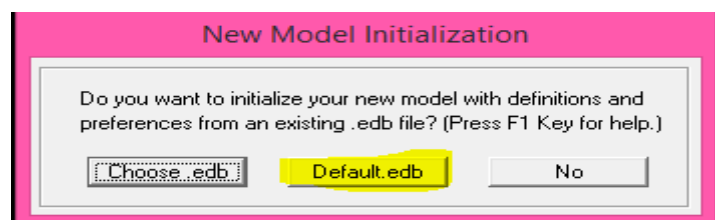
a) Choix des unités:



On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m**  comme unités de base pour les forces et déplacements.

b) Géométrie de la structure:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.



❖ Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de lignes dans la direction X ⇔ *Number lines in X direction*

- ✓ Le nombre de lignes dans la direction Y \Leftrightarrow *Number lines in Y direction*
 - ✓ Nombre de travées dans le sens de Y \Leftrightarrow *Number of bays long Y*
 - ✓ Longueur de travée dans le sens de X entre axes \Leftrightarrow *spacing in X direction*
 - ✓ Hauteur d'étage \Leftrightarrow *story height*;
 - ✓ Le nombre d'étage \Leftrightarrow *Number of stories*;
 - ✓ La hauteur d'étage courant \Leftrightarrow *typical story height*;
 - ✓ La hauteur d'étage en bas \Leftrightarrow *bottom story height*.
- ✎ **NB** : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

❖ **Modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étage :
On clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data**. Puis on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3.2	Primary	Show	Top	
2	B	3.15	Primary	Show	Top	
3	C	3.5	Primary	Show	Top	
4	D	3.5	Primary	Show	Top	
5	E	3.15	Primary	Show	Top	
6	F	3.2	Primary	Show	Top	
7	G	0	Primary	Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4.1	Primary	Show	Left	
2	2	3.75	Primary	Show	Left	
3	3	4	Primary	Show	Left	
4	4	1.8	Primary	Show	Left	
5	5	4.5	Primary	Show	Left	
6	6	0	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Après introduction :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	DSM	1.7	24.65	Yes		No	0.
8	ET6	3.06	22.95	No	DSM	No	0.
7	ET5	3.06	19.89	No	DSM	No	0.
6	ET4	3.06	16.83	No	DSM	No	0.
5	ET3	3.06	13.77	No	DSM	No	0.
4	ET2	3.06	10.71	No	DSM	No	0.
3	ET1	3.06	7.65	No	DSM	No	0.
2	RDC	4.59	4.59	No	DSM	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

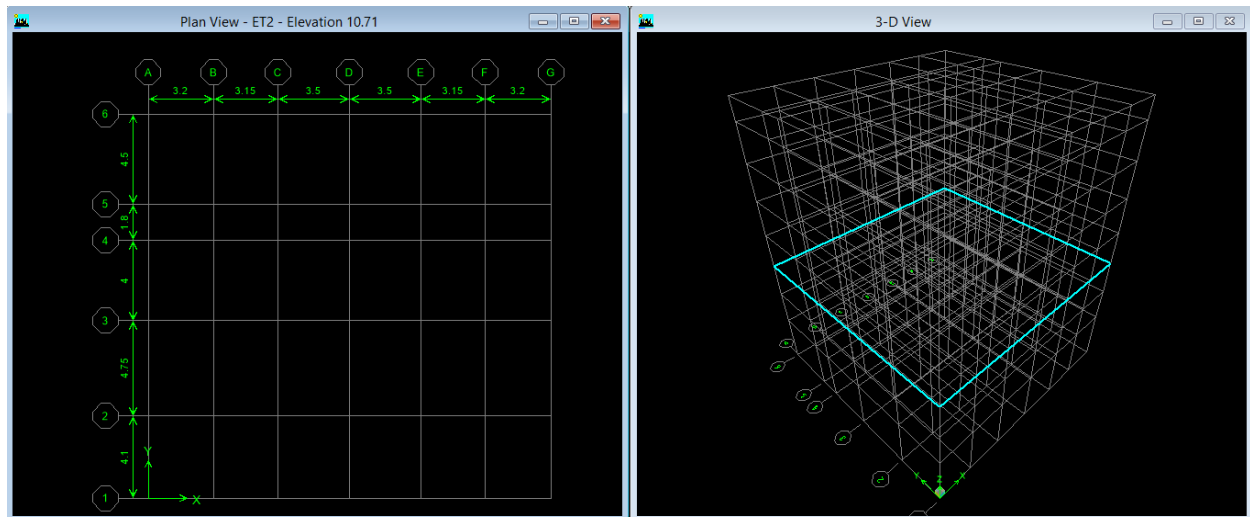
Splice Point: No Reset

Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units KN-m

OK Cancel

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



V.4.2) Deuxième étape: propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

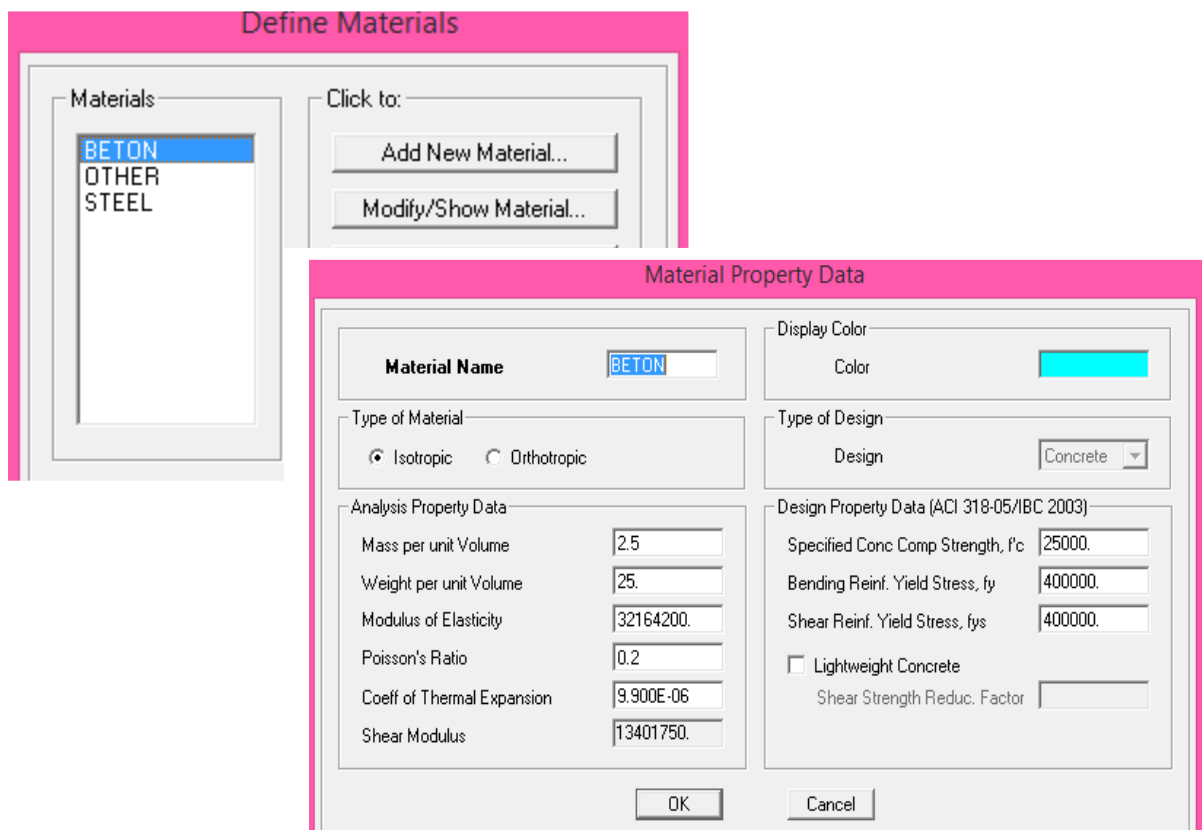
On clique sur **Define Material propriete s** 

On sélectionne le matériau **CONC**.

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = $2,5 \text{ kN/m}^3$
- 2- Poids volumique du béton = 25 kN/m^3
- 3- Module d'élasticité du béton : $E = 1100^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164200 \text{ kN/m}^2$
- 4- Coefficient de poisson à l'ELS : $\nu = 0.2$




V.4.3) Troisième étape: propriétés géométriques des éléments

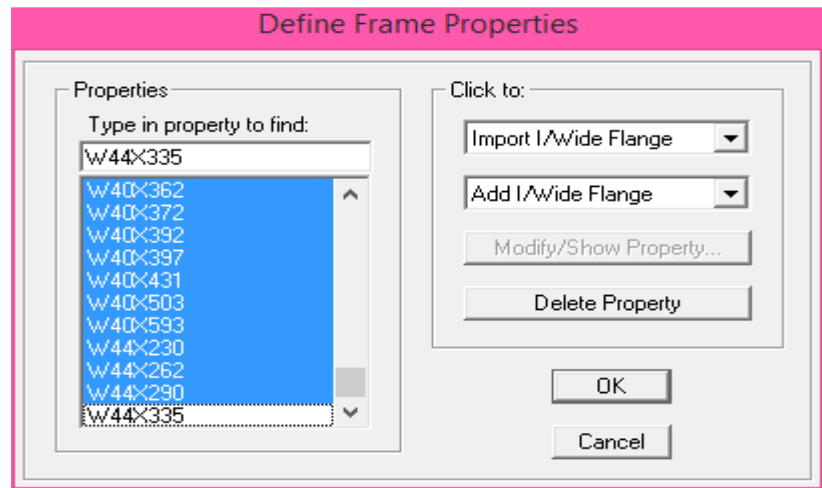
La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

❖ Définition des différents éléments:

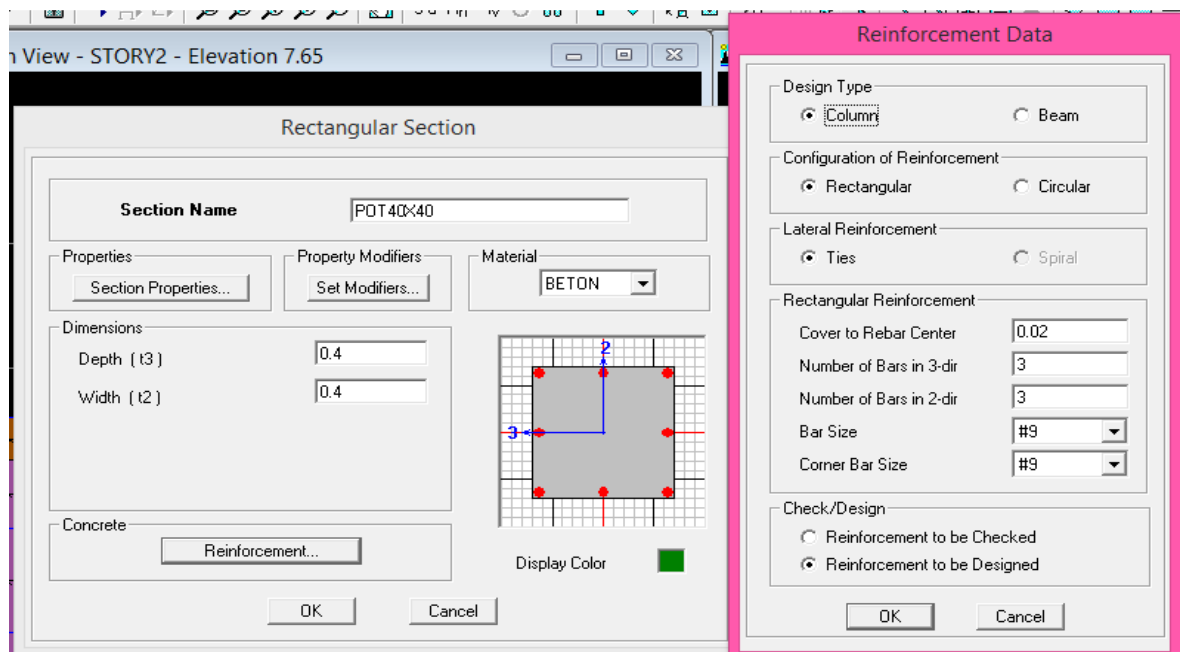
a) Les éléments barres (poteaux, poutres):

Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône  **properties**→ on sélection tout→**delete property**

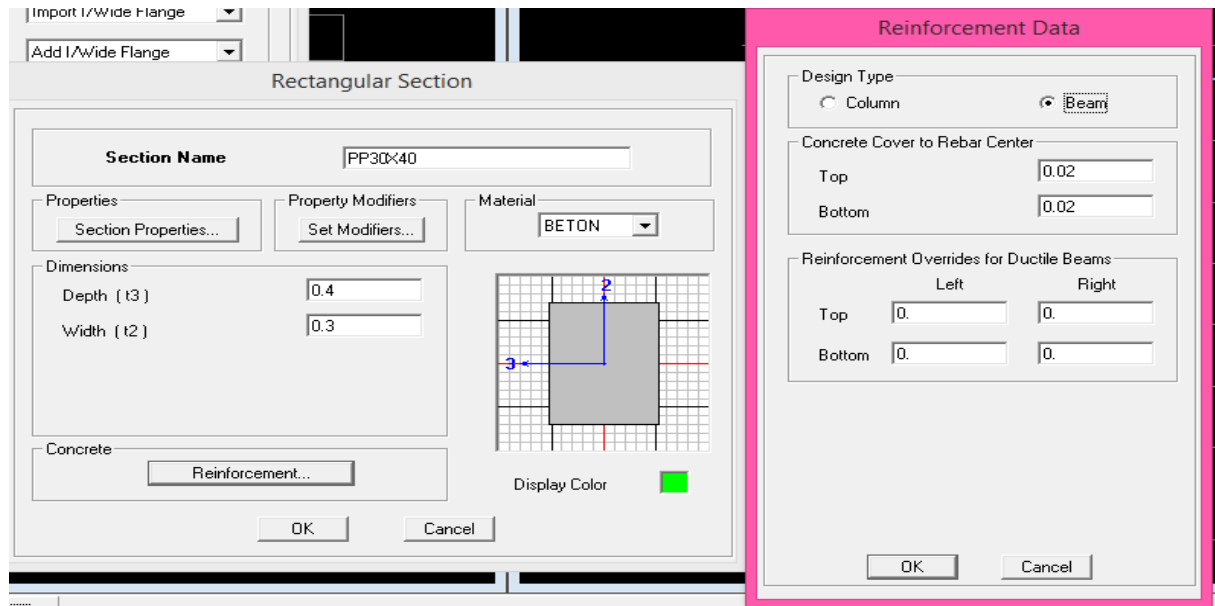
Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections. »



a.1) Les poteaux: On clique sur **Reinforcement**→ une fenêtrer en forcement s'ouvre →coucher **column**.



a.2) Les poutres : On clique sur **Reinforcement**→ une fenêtrer renforcement s'ouvre →cocher **Beam**.



b) Les éléments plaques (voiles ; dalles pleines et les planchers en cour creux):

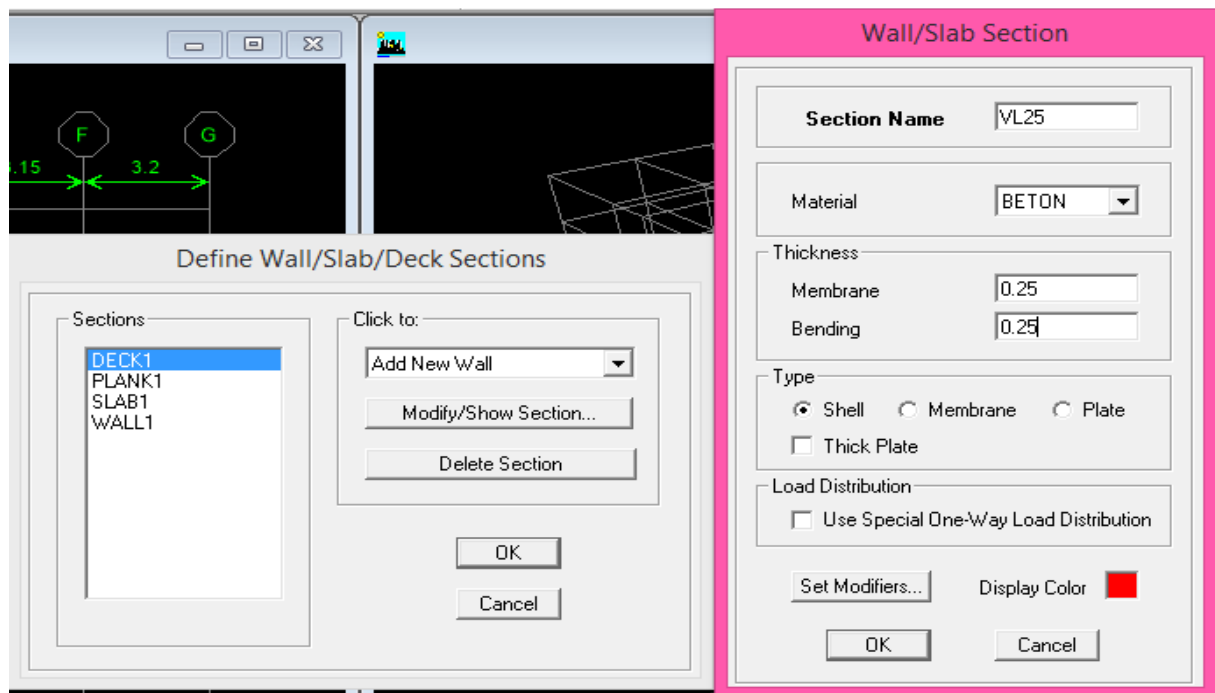
On distingue trois types des éléments plaques qui sont
Element Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections sont définies par l'épaisseur.

Element membran: il est utilisé pour les éléments minces.

Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

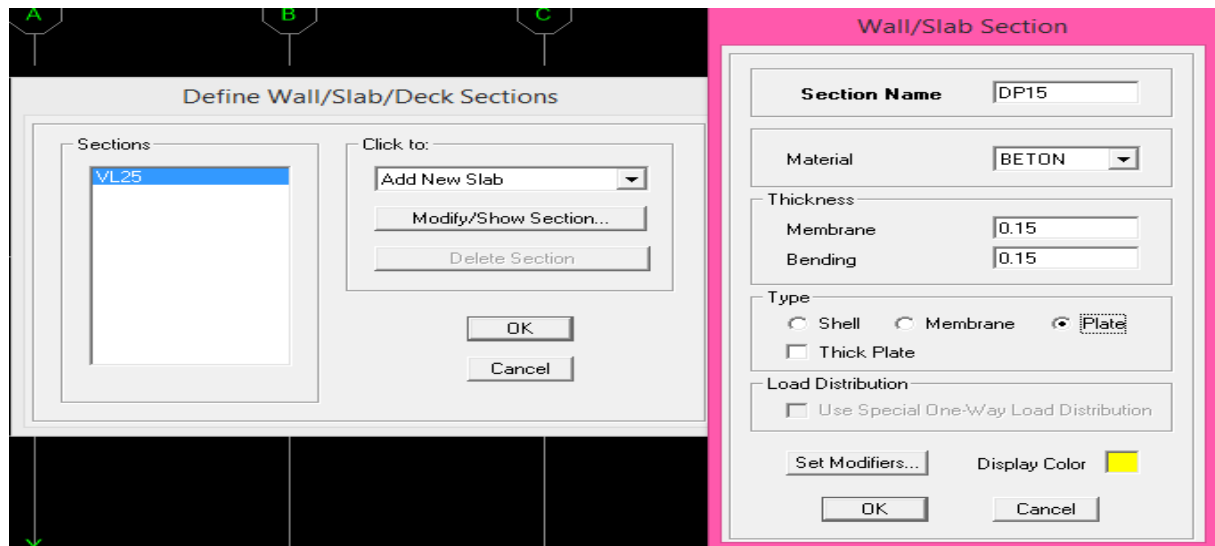
b.1) Voiles : On choisit le menu **Define wall/slab/ deck sections**

On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



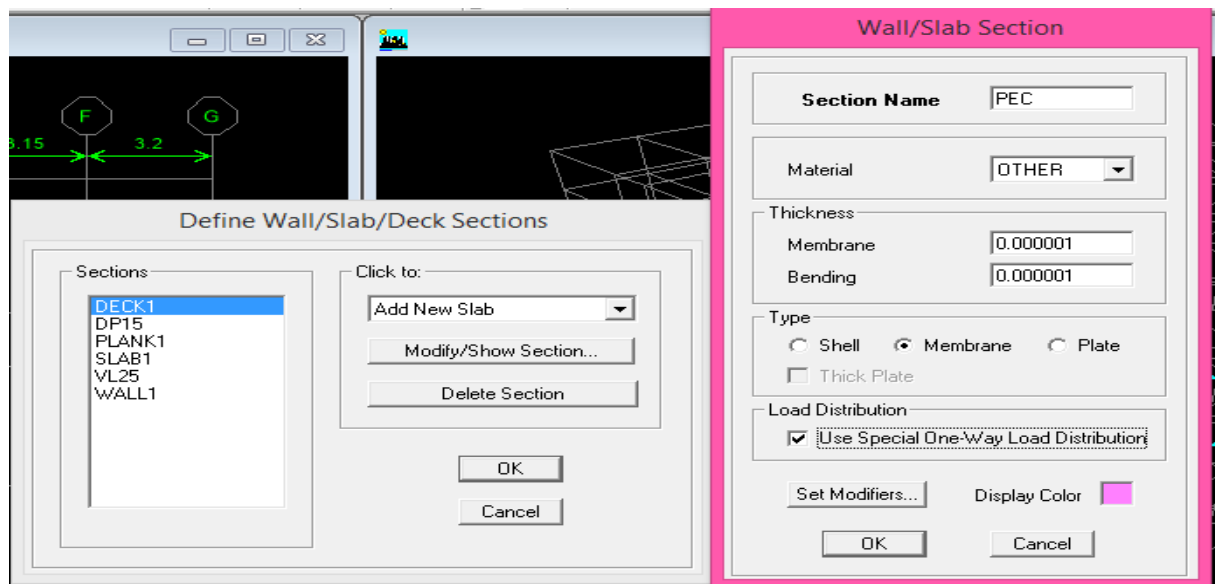
b.2) Dalles pleines: Define wall/ slab/ deck sections

On clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



b.3) planchers en cour creux :

On clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom ; l'épaisseur et le matériau.



c) Affectation des sections aux éléments des portiques :

c.1) **Poteaux** : on clique sur :



c.2) **Poutres** : on clique sur :



Properties of Object	
Property	POT40X40
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP30X40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

c.3) **Voiles** : on clique sur :



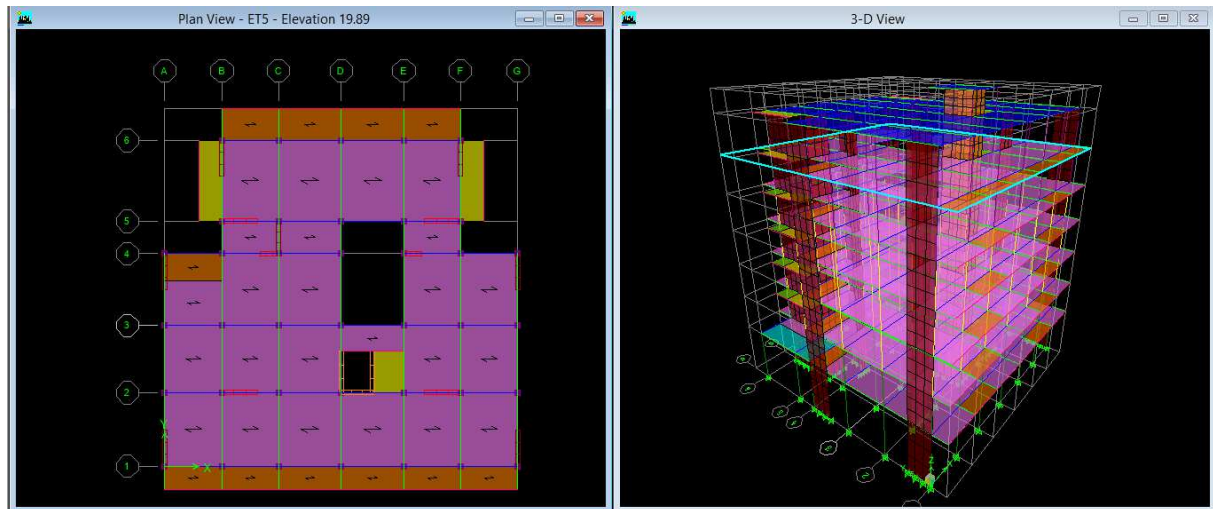
c.4) **dalles pleines** : on clique sur :



Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VL25
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Properties of Object	
Property	DP15
Local Axis	0.

✎ **NB** : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils :



V.4.4) Quatrième étape: Définition des charges et surcharges (G et Q) ;

Dans cette étape on va introduire les charges statiques des structures.

a) Définitions des charges:

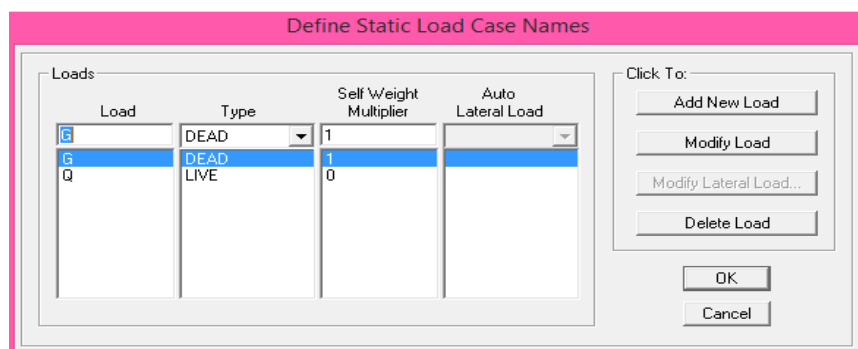
Define ⇒ static load cases



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (**G** ou DEAD), d'exploitations (**Q** ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW).

✎ **Remarque** :

Le poids propre de la structure est prise en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



b) Introduction des charges:

V.4.5) Cinquièmes étapes : Introduction du spectre de réponse (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

❖ **Données à introduire dans le logiciel** :

- ✓ Zone IIa : Zone à sismicité moyenne (Annexe 1 du RPA 2003) ;
- ✓ Groupe d'usage 2 : bâtiments courants (RPA 2003) ;

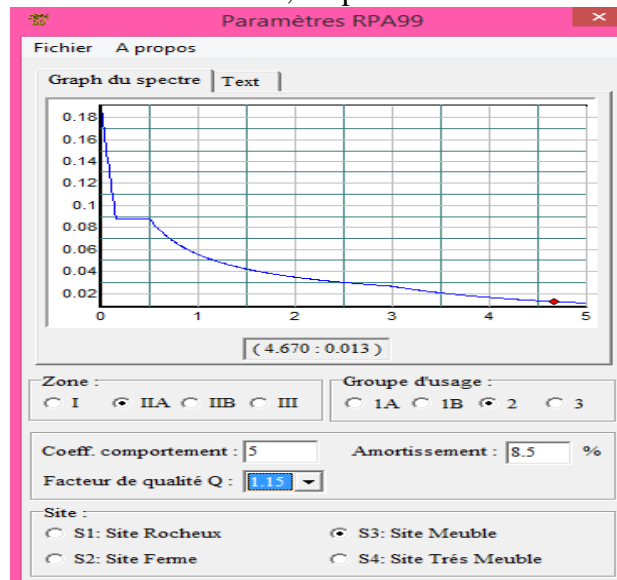
- ✓ Couffe comportement (R=5) : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles (Voir le Chapitre4) ;
- ✓ Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie) ;
- ✓ Site : S3 (Voir le Chapitre1) ;
- ✓ Amortissement : $\frac{7+10}{2} = 8.5$
- ✓ Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma p = 1+0+0+0+0+0.05+0.10 \Rightarrow Q=1.15$

Critère « q »	Pq	
	Observé	NON Observé
1) Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
2) Redondance en plan	0.05	0
3) Régularité en plan	0.05	0
4) Régularité en élévation	0.05	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0
6) Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0


Ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :



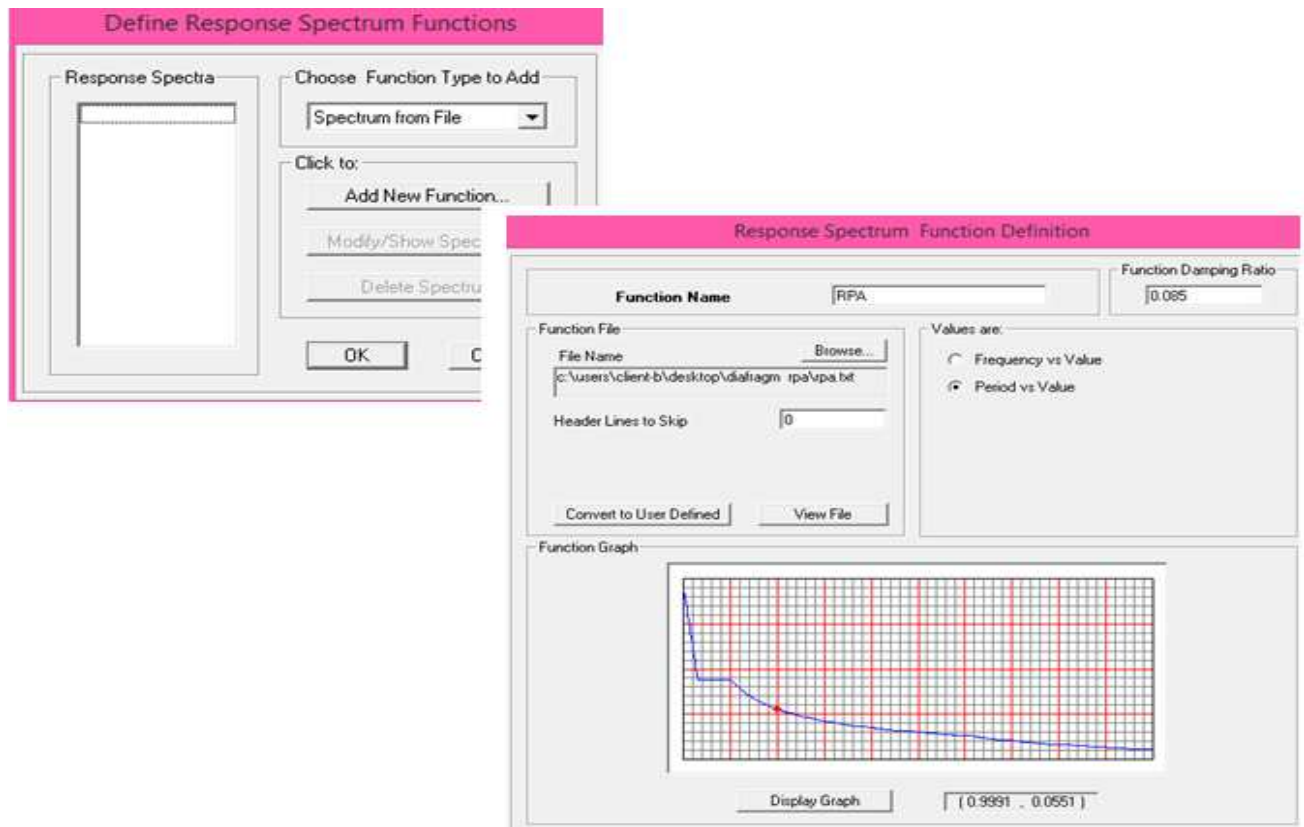
Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA :



❖ Enregistrer le fichier RPA sous le nom : RPA ;

Pour charger la structure avec le spectre : 

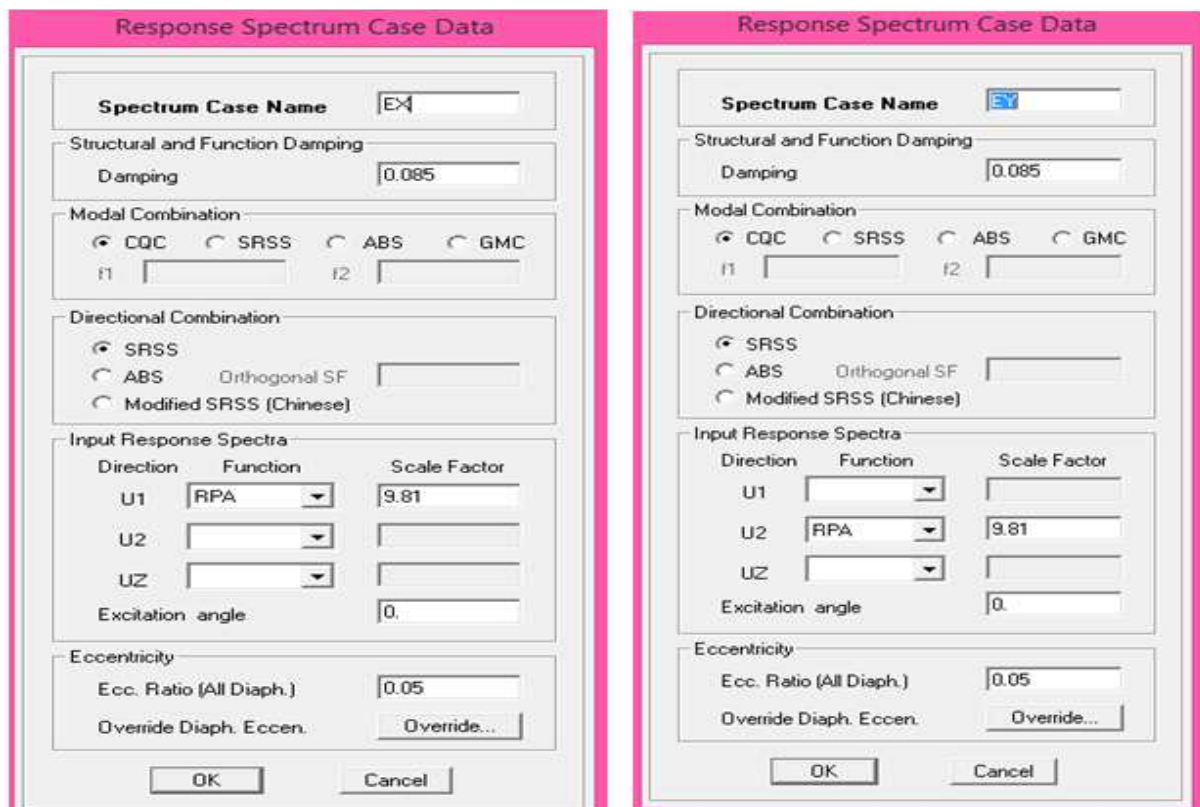
Dans la fenêtre ci-dessous, on donne le nom **RPA**, on coche **Périod vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**



❖ *Définition de la charge dynamique (E):*

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme).

On clique sur *Define Response* ⇒ *Spectrum Cases* ⇒ *Add New Spectrum* 



V.4.6) Seizième étape : Introduction des combinaisons d'action :

❖ *Combinaisons aux états limites:*


☞ ELU : $1,35 G + 1,5 Q$;

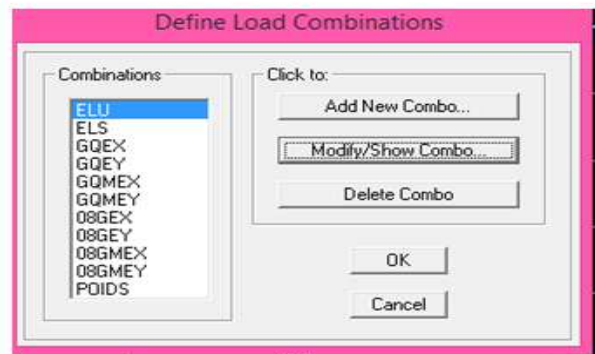
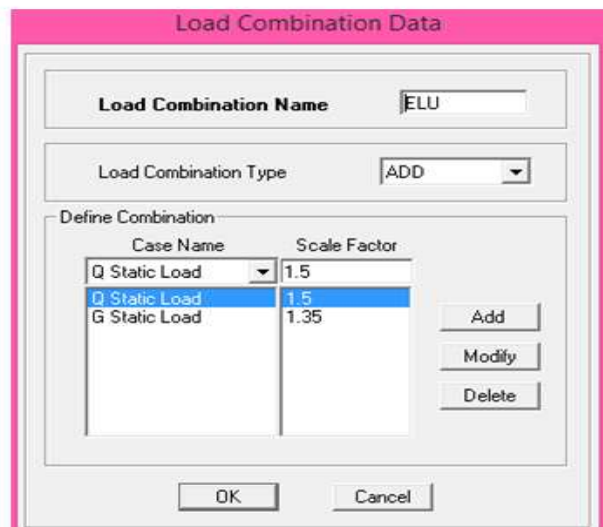
☞ ELS : $G + Q$.

❖ *Combinaisons accidentelle du RPA :*

☞ GQE : $G + Q \pm E$;

☞ 08 GE : $0,8G \pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define ⇒ Load combinations** ; Ou bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **⇒ Add New Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.



V.4.7) Septième étape : Affectation des masses sismiques:

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ (équation 4-5 RPA 99).}$$

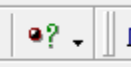
W_i : poids total de la structure ;

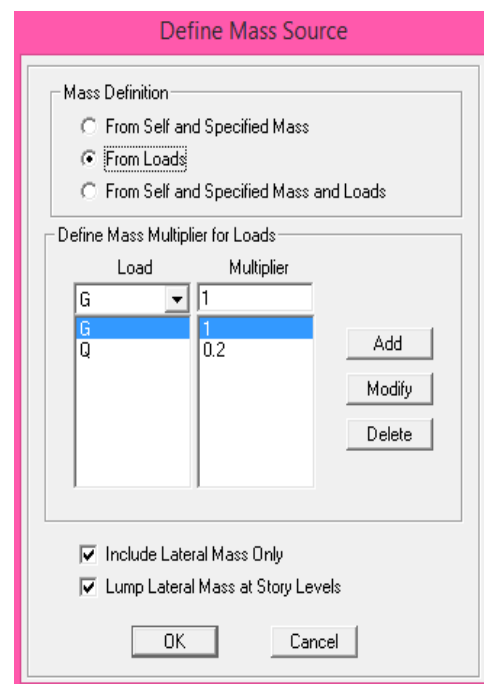
W_{Gi} : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure ;

W_{Qi} : charge d'exploitation ;

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du **4.5 RPA99** (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'instruction à suivre : **Define ⇒ masse source**

ou bien on clique sur cette icône 



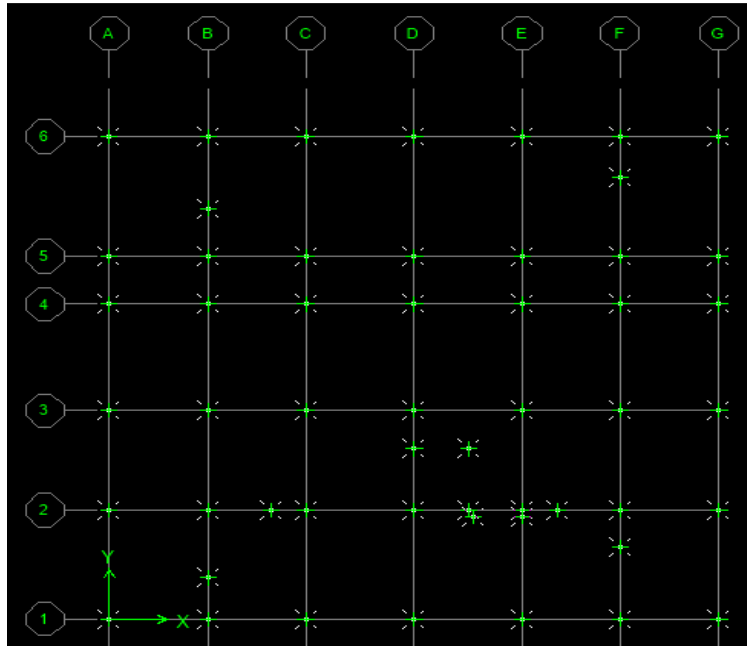
V.4.8) Huitième étape : Spécification des conditions aux limites:


a) L'encastrement :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis)
Pour la structure à modéliser.

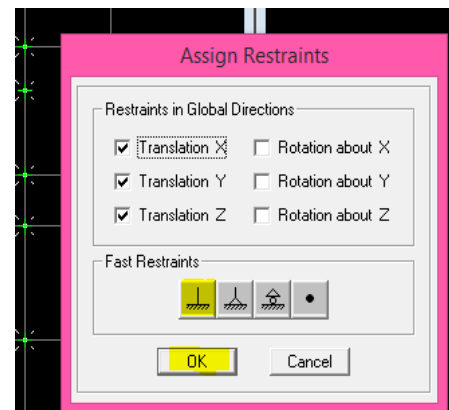
➤ Appuis :

On doit encasturer les nœuds à la base du bâtiment, pour se faire : on sélectionne ces nœuds (Comme le montre la figure ci-dessous) :



On clique sur 

La fenêtre suivante s'affiche :



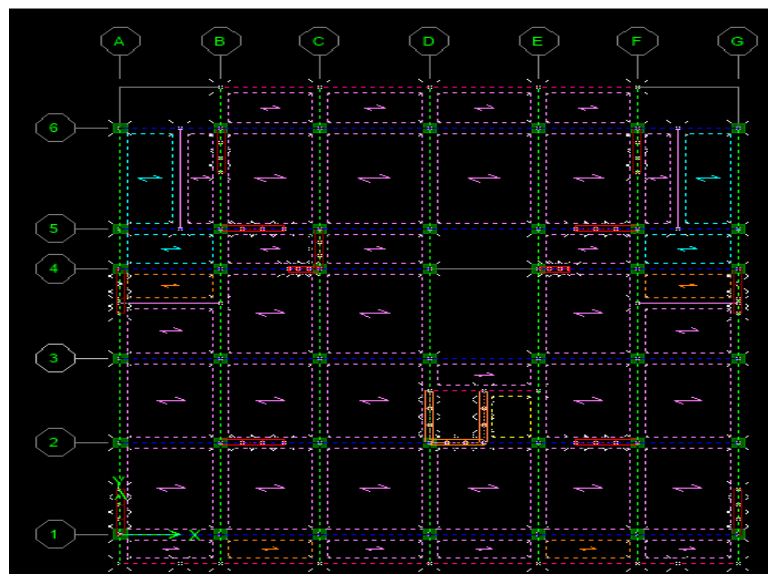
On clique sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**.

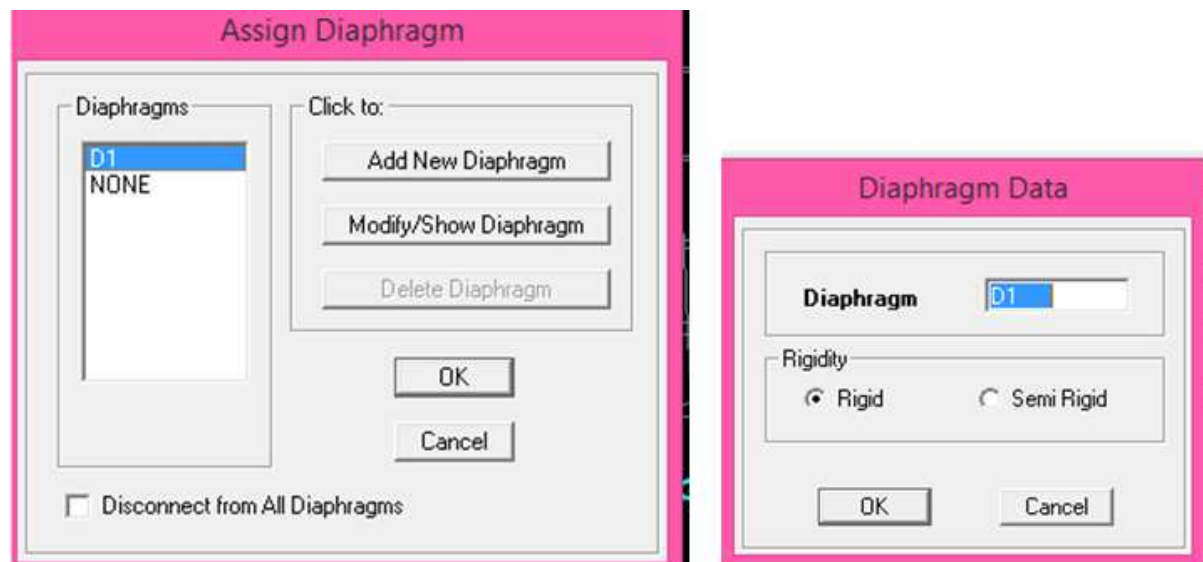
b) Les diaphragmes:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

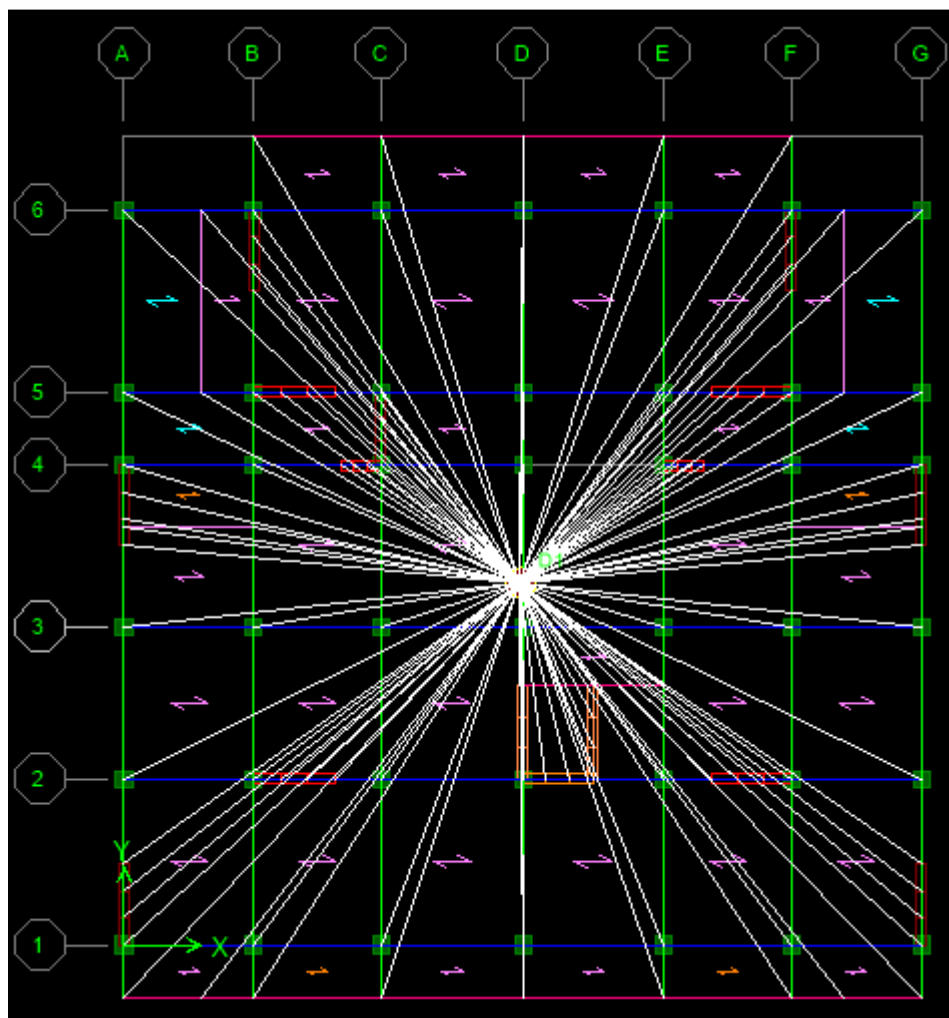
Assign ⇒ Joint/point ⇒ Diaphragm ⇒ Add New Diaphragm.

La fenêtre suivante s'affiche :





Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case *Diaphragm* on clique sur **OK** pour valider.

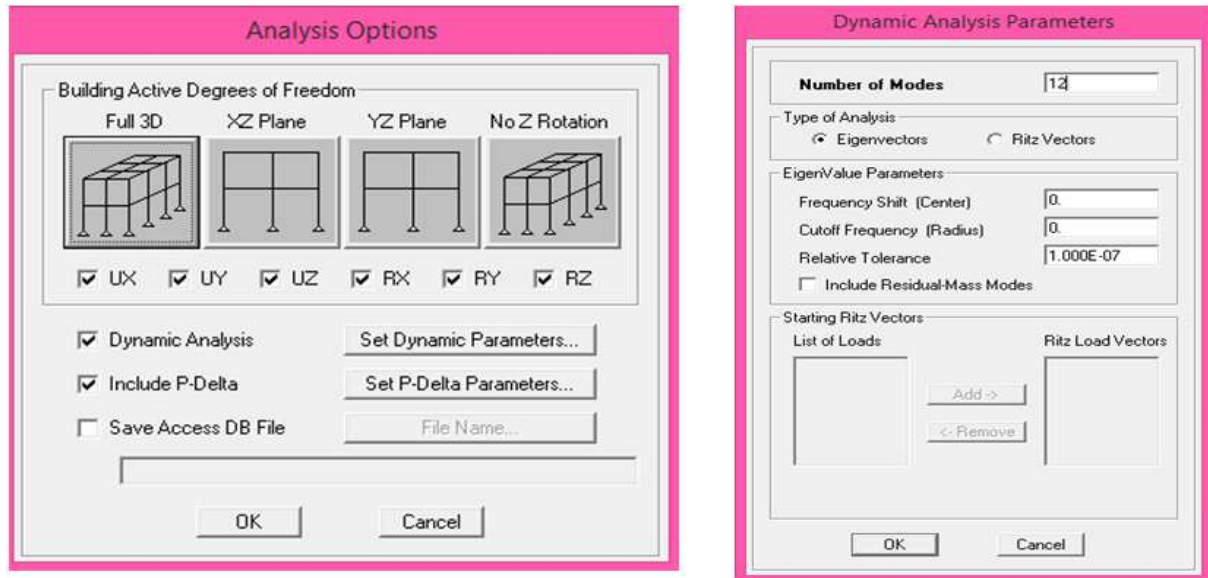


On refait la même opération pour tous les autres planchers.

V.4.9) Neuvièmes étape : Exécutions de l'analyse :

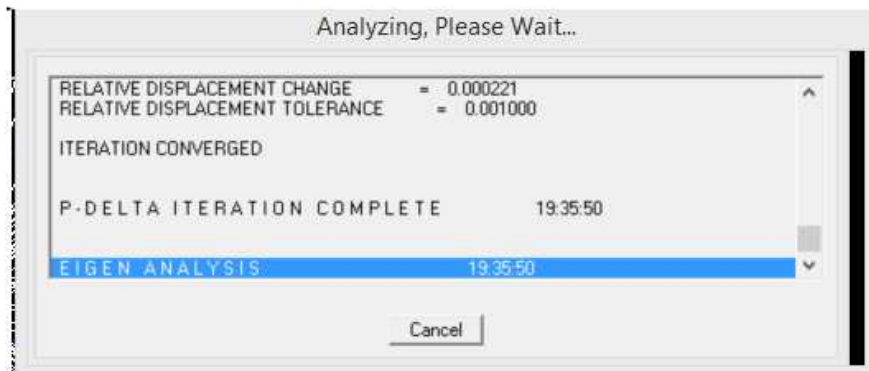
Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y'a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon *RPA 2003*.

Nombre de modes: *Analyze* \Rightarrow *set Analysis options*.



❖ *L'Analyse et la visualisation des résultats:*

Analyse \Rightarrow *Run Analysis*, Ou on clique sur le Botton F5 du clavier.



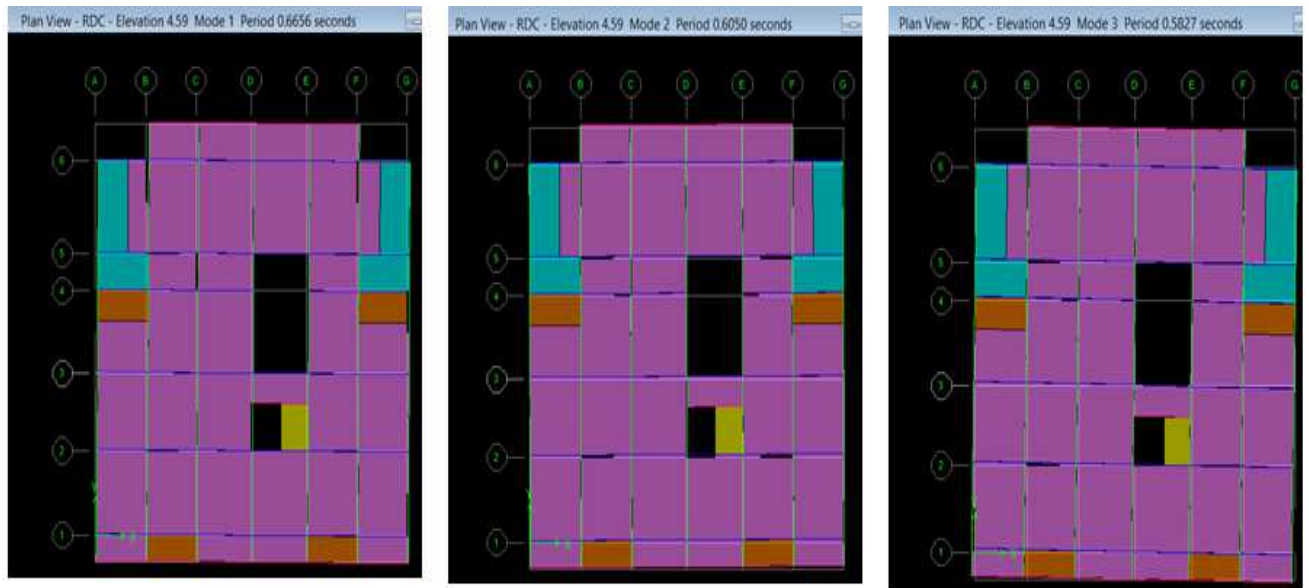
V.4.10) Dixièmes étape : visualisation des différents résultats :

a) Visualisation des modes de vibration:

Display \Rightarrow *Show Mode Shepe*. 

Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure Appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

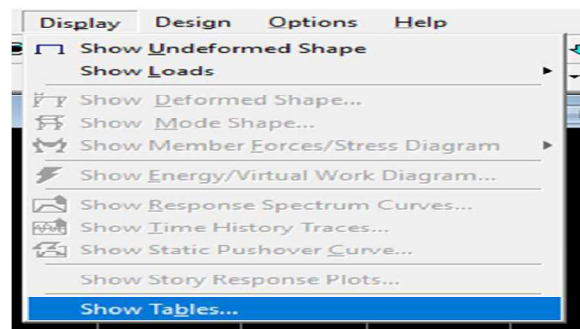
- **Mode01** : Translation selon (X-X) ;
- **Mode02** : Translation selon (Y-Y) ;
- **Mode03** : Rotation au tour de l'axe (Z).



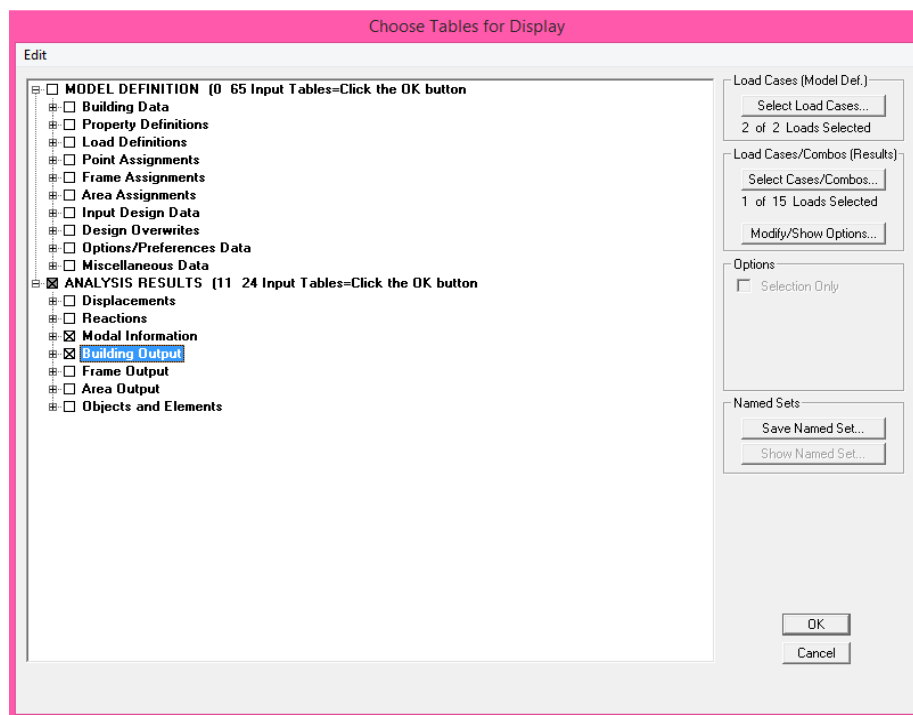
b) Période et participation modale :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne:

Display ⇒ Show Tables



Une fenêtre s'affiche ; cocher **Modal Information** et **Building Output**



Valider avec **OK**.

Pour avoir la période on sélectionne **Modal Participation Mass Ratios** comme la montre la figure ci-dessous :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
▶	1	0.665579	61.1273	0.5150	0.0000	61.1273	0.5150	0.0000	0.7139	80.0457	13.3240	0.7139	80.0457	13.3240
	2	0.605045	0.0889	68.3996	0.0000	61.2162	68.9146	0.0000	91.5701	0.1391	5.4802	92.2840	80.1848	18.8042
	3	0.582679	14.5902	5.0338	0.0000	75.8064	73.9483	0.0000	6.6041	19.1031	55.4337	98.8882	99.2879	74.2380
	4	0.184343	13.5868	0.0133	0.0000	89.3932	73.9616	0.0000	0.0013	0.3584	2.7515	98.8895	99.6463	76.9895
	5	0.159100	1.8829	6.7383	0.0000	91.2761	80.6999	0.0000	0.3233	0.0643	8.4256	99.2129	99.7106	85.4151
	6	0.156719	0.7375	10.4469	0.0000	92.0136	91.1468	0.0000	0.4627	0.0092	5.7666	99.6755	99.7198	91.1817
	7	0.085280	4.7951	0.0274	0.0000	96.8087	91.1742	0.0000	0.0015	0.2208	0.7216	99.6770	99.9406	91.9033
	8	0.071890	0.5241	0.1472	0.0000	97.3328	91.3214	0.0000	0.0065	0.0236	5.0130	99.6836	99.9641	96.9163
	9	0.069033	0.0077	5.7122	0.0000	97.3405	97.0335	0.0000	0.2657	0.0002	0.1793	99.9492	99.9643	97.0956
	10	0.050656	1.7148	0.0169	0.0000	99.0553	97.0504	0.0000	0.0002	0.0220	0.1322	99.9494	99.9863	97.2278
	11	0.042319	0.0449	0.0087	0.0000	99.1002	97.0591	0.0000	0.0002	0.0003	1.8810	99.9496	99.9866	99.1088
	12	0.040131	0.0958	1.5073	0.0000	99.1960	98.5665	0.0000	0.0278	0.0022	0.0000	99.9774	99.9888	99.1088

c) **Déplacement:**

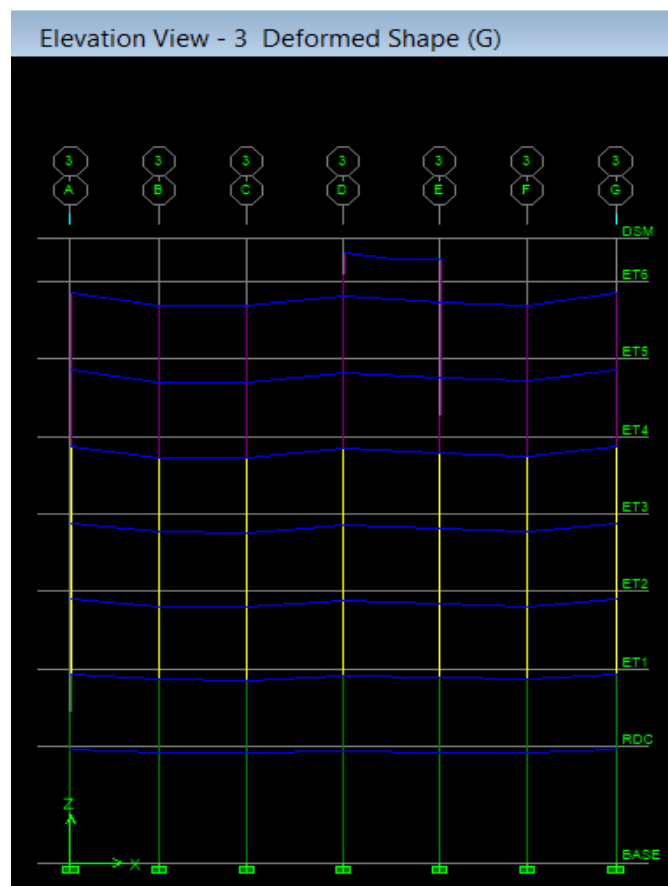
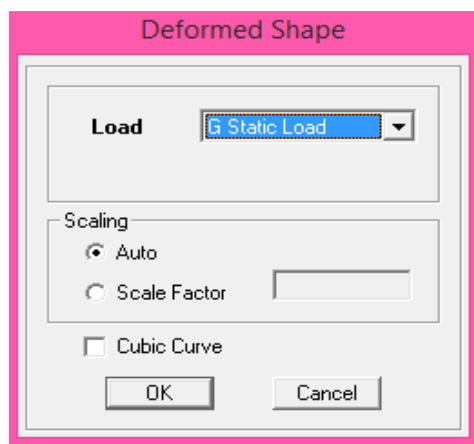


Display ⇒ show Deformed shape

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante :

Il faut spécifier le cas de chargement G



d) Visualisation des réactions:

Display \Rightarrow show Member Force/stress Diagram \Rightarrow Support/Springs Reaction.

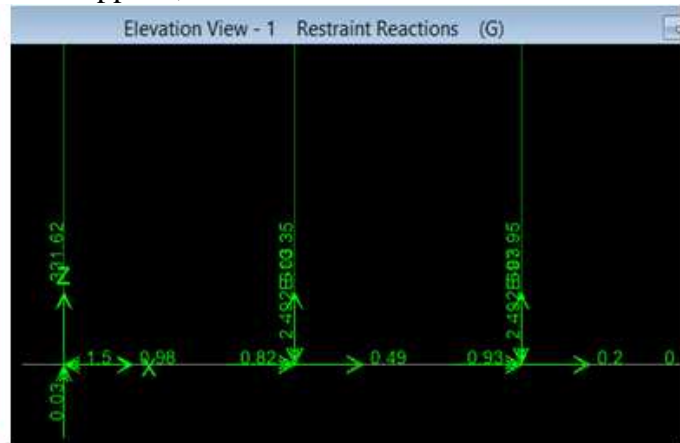
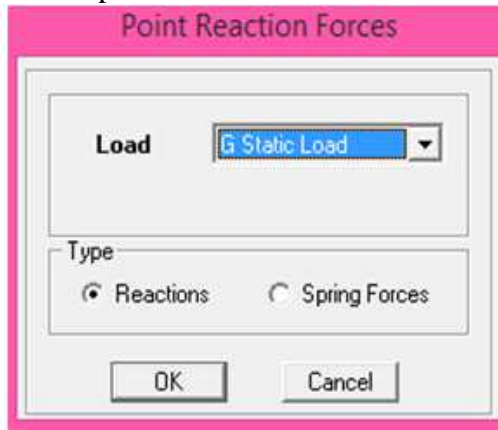


On aura la boîte de dialogue suivante :

Sélectionner le cas de chargement ;

Cocher **Réactions** ;

Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis ;



Les réactions à la base de la structure.

Introduction :

Pour passer au ferrailage de la structure il faut d'abord vérifier les conditions ci-dessous exigées par le règlement parasismique algérien (**RPA99 Modifier 2003**),

- 1) Estimation de la période fondamentale ;
- 2) Vérification de l'excentricité ;
- 3) Pourcentage de masse participante ;
- 4) Vérification du déplacement inter étage ;
- 5) Vérification du déplacement second ordre (l'effet P- Δ) ;
- 6) Vérification de l'effort tranchant à la base ;
- 7) Vérification de l'effort normale réduit ;

VI.1) Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut-être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.1.1) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**a) Condition sur la hauteur :**

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 65m en zone I IIa IIb et 30m en zone III b)

b) Condition sur la configuration :

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation

c) Condition complémentaire :

On zone IIa IIb Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec

- ⇒ Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec $h < 23m$
- ⇒ Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec $h < 17m$
- ⇒ Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec $h < 10m$

☞ Remarque :

Vu que la condition complémentaire n'ai pas vérifiée $H = 26.20\text{ m} > 23\text{ m}$.

Nous utiliserons la méthode **d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le (**RPA99/version 2003**) peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

VI.2) Vérifications :

VI.2.1) Vérification de la période :

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenue par le logiciel **ETABS** égale à **0.66s** ; **Display** \Rightarrow **show tables** : on aura la fenêtre suivante **ANALYSIS RESULTS** \Rightarrow **modal information** \Rightarrow **Building Modal Information** \Rightarrow **Modal Participating Mass Ratios** \Rightarrow **OK**.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,663178	60,9081	0,5742	0,0000	60,9081	0,5742
2	0,606206	0,0736	68,4191	0,0000	60,9817	68,9933
3	0,583901	14,9422	5,0131	0,0000	75,9239	74,0064
4	0,184436	13,3980	0,0115	0,0000	89,3219	74,0179
5	0,159271	1,8851	7,1334	0,0000	91,2069	81,1513
6	0,157013	0,8455	10,0265	0,0000	92,0525	91,1778
7	0,085425	4,7481	0,0263	0,0000	96,8005	91,2041
8	0,071936	0,5407	0,1502	0,0000	97,3413	91,3543
9	0,069168	0,0067	5,6803	0,0000	97,3479	97,0346
10	0,050800	1,7045	0,0168	0,0000	99,0524	97,0513
11	0,042382	0,0456	0,0094	0,0000	99,0980	97,0607
12	0,040285	0,0915	1,5278	0,0000	99,1895	98,5885

$$T = C_T \times h^{3/4} = 0.05 \times 24.65^{3/4} = 0.553$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.553 \times 1.3 = 0.72 \text{ s} \geq T_{\text{ETABS}} = 0.663 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

VI.2.2) Condition sur l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 5% de la dimension du bâtiment.

Display \Rightarrow **show tables** \Rightarrow **modal information** \Rightarrow **Building Modal Information** \Rightarrow **OK** \Rightarrow **Center Mass Rigidity** ;

Le logiciel nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	471,5495	471,5495	12,946	8,946	471,5495	471,5495	12,946	8,946	12,796	7,819
STORY1	D2	410,2390	410,2390	12,940	8,549	410,2390	410,2390	12,940	8,549	12,830	7,666
STORY2	D3	405,6752	405,6752	12,939	8,549	405,6752	405,6752	12,939	8,549	12,861	7,621
STORY3	D4	405,6752	405,6752	12,939	8,549	405,6752	405,6752	12,939	8,549	12,886	7,620
STORY4	D5	400,8582	400,8582	12,938	8,548	400,8582	400,8582	12,938	8,548	12,908	7,630
STORY5	D6	398,7774	398,7774	12,936	8,548	398,7774	398,7774	12,936	8,548	12,927	7,634
STORY6	D7	316,1160	316,1160	13,010	8,602	316,1160	316,1160	13,010	8,602	12,944	7,609
STORY7	D8	14,6677	14,6677	14,545	5,501	14,6677	14,6677	14,545	5,501	13,441	5,516

❖ **Tableau.VI.1:** Le centre de masse et torsion pour chaque niveau ;

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR
RDC	D1	12,946	8,946	12,796	7,819	0,15	1,005
STORY1	D2	12,94	8,549	12,83	7,666	0,11	0,883
STORY2	D3	12,939	8,549	12,861	7,621	0,078	0,928
STORY3	D4	12,939	8,549	12,886	7,62	0,053	0,929
STORY4	D5	12,938	8,548	12,908	7,63	0,03	0,918
STORY5	D6	12,936	8,548	12,927	7,634	0,009	0,914
STORY6	D7	13,01	8,602	12,944	7,609	0,066	0,993
STORY7	D8	14,545	5,501	13,441	5,516	1,004	-0,015

5% $I_x = 0.05 \times 20.1 = 1.005$Condition Vérifier.

VI.2.3) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale:

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

Display ⇒ Show Tables ⇒ Modal Information ⇒ Building Modal Information.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol ;

Dans notre cas N=7 niveaux Donc : $K \geq 3\sqrt{7} = 7.94$ nombre de modes à considérer.

On prend K = 12

Mode	Period	UX	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,663178	60,9081	60,9081	0,5742	13,5586
2	0,606206	0,0736	60,9817	68,9933	19,1014
3	0,583901	14,9422	75,9239	74,0064	74,2462
4	0,184436	13,3980	89,3219	74,0179	77,1305
5	0,159271	1,8851	91,2069	81,1513	85,1409
6	0,157013	0,8455	92,0525	91,1778	91,1904
7	0,085425	4,7481	96,8005	91,2041	91,9418
8	0,071936	0,5407	97,3413	91,3543	96,9099
9	0,069168	0,0067	97,3479	97,0346	97,0939
10	0,050800	1,7045	99,0524	97,0513	97,2294
11	0,042382	0,0456	99,0980	97,0607	99,1051
12	0,040285	0,0915	99,1895	98,5885	99,1051

On retient donc 6 modes.

VI.2.4) Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_{k-1} - \delta_k \leq 1\%h$ (hauteur de l'Etage courant) (**4-19 RPA99 Version2003**)

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS. Display \Rightarrow Show Tables**

❖ **Tableau.VI.2: Vérification des déplacements suivant X-X;**

Story	Diaphragm	Load	$U_x = \delta_k$	$R. \delta_k$	ΔK	$1\%H$	
ET7	D8	EX	0,0107	0,0535	0,001	0,0306	Condition Vérifier
ET6	D7	EX	0,0105	0,0525	0,007	0,0306	Condition Vérifier
ET5	D6	EX	0,0091	0,0455	0,0075	0,0306	Condition Vérifier
ET4	D5	EX	0,0076	0,038	0,008	0,0306	Condition Vérifier
ET3	D4	EX	0,006	0,03	0,009	0,0306	Condition Vérifier
ET2	D3	EX	0,0042	0,021	0,008	0,0306	Condition Vérifier
ET1	D2	EX	0,0026	0,013	0,007	0,0306	Condition Vérifier
RDC	D1	EX	0,0012	0,006	0,006	0,0459	Condition Vérifier

❖ **Tableau.VI.3: Vérification des déplacements suivant Y-Y;**

Story	Diaphragm	Load	$U_y = \delta_k$	$R. \delta_k$	ΔK	$1\%H$	
ET7	D8	EY	0,0111	0,0555	0,0055	0,0306	Condition Vérifier
ET6	D7	EY	0,01	0,05	0,007	0,0306	Condition Vérifier
ET5	D6	EY	0,0086	0,043	0,008	0,0306	Condition Vérifier
ET4	D5	EY	0,007	0,035	0,008	0,0306	Condition Vérifier
ET3	D4	EY	0,0054	0,027	0,008	0,0306	Condition Vérifier
ET2	D3	EY	0,0038	0,019	0,008	0,0306	Condition Vérifier
ET1	D2	EY	0,0022	0,011	0,006	0,0306	Condition Vérifier
RDC	D1	EY	0,001	0,005	0,005	0,0459	Condition Vérifier

Vérification du déplacement maximal : $\delta_{\max} = 0.009 \leq \frac{h_t}{500} = \frac{24.65}{500} = 0.0493$

✎ **Conclusion** : le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié.

VI.2.5) Vérifications De l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k D_k}{V_k h_k} < 0.1 \quad (\text{Art 5.9 RPA 99/2003})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k)

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

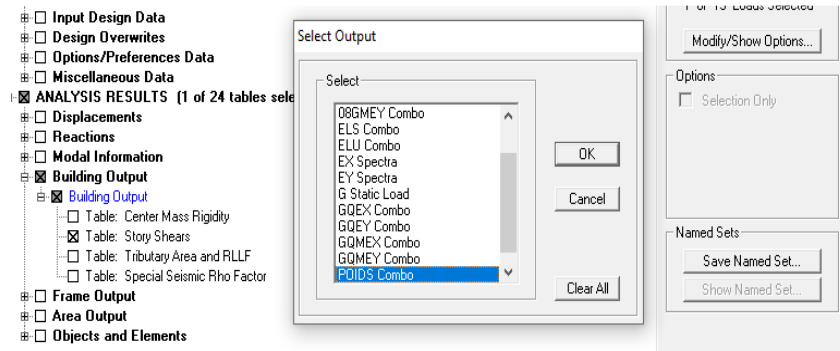
D_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_k : Hauteur de l'étage « k » ;

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés ;

- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

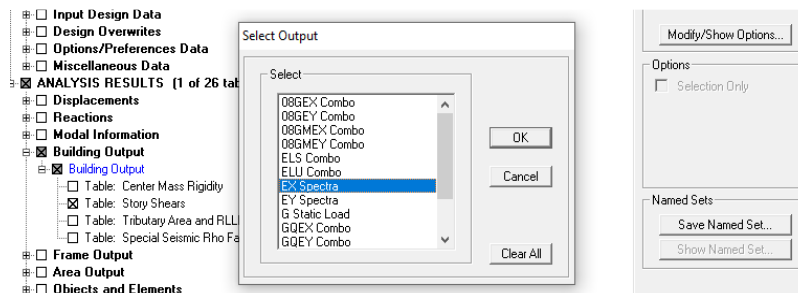
Pour la vérification de l'effet P-Delta on suit les étapes suivantes :



On aboutit au tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	
STORY7	POIDS	Top	123,42	
STORY7	POIDS	Bottom	206,19	
STORY6	POIDS	Top	2901,02	
STORY6	POIDS	Bottom	3732,39	
STORY5	POIDS	Top	6866,75	
STORY5	POIDS	Bottom	7705,00	
STORY4	POIDS	Top	10818,84	
STORY4	POIDS	Bottom	11751,56	
STORY3	POIDS	Top	14865,40	
STORY3	POIDS	Bottom	15798,13	
STORY2	POIDS	Top	18911,97	
STORY2	POIDS	Bottom	19844,69	
STORY1	POIDS	Top	22958,53	
STORY1	POIDS	Bottom	24000,27	
RDC	POIDS	Top	27372,70	
RDC	POIDS	Bottom	29008,75	

❖ Dans le sens X-X :

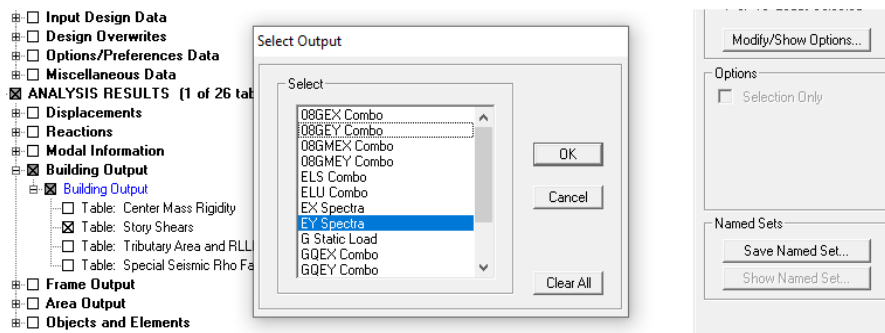


On aboutit au tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY7	EX	Top	0,00	22,91	3,60	165,908	0,000	0,000
STORY7	EX	Bottom	0,00	22,91	3,60	165,897	6,120	39,019
STORY6	EX	Top	0,00	379,61	32,82	3860,390	6,120	39,019
STORY6	EX	Bottom	0,00	379,61	32,82	3860,597	104,543	1203,072
STORY5	EX	Top	0,00	697,76	58,27	7091,736	104,543	1203,072
STORY5	EX	Bottom	0,00	697,76	58,27	7091,992	272,413	3314,527
STORY4	EX	Top	0,00	956,34	83,40	9754,950	272,413	3314,527
STORY4	EX	Bottom	0,00	956,34	83,40	9755,243	516,335	6175,891
STORY3	EX	Top	0,00	1166,71	100,82	11971,122	516,335	6175,891
STORY3	EX	Bottom	0,00	1166,71	100,82	11971,425	820,244	9655,302
STORY2	EX	Top	0,00	1327,67	114,33	13721,185	820,244	9655,302
STORY2	EX	Bottom	0,00	1327,67	114,33	13721,422	1164,756	13606,605
STORY1	EX	Top	0,00	1441,26	121,14	15048,742	1164,756	13606,605
STORY1	EX	Bottom	0,00	1441,26	121,14	15048,883	1533,473	17883,912
RDC	EX	Top	0,00	1529,15	126,98	16224,381	1533,473	17883,912
RDC	EX	Bottom	0,00	1529,15	126,98	16224,454	2104,260	24651,194

❖ **Tableau.VI.4: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X;**

Story	P	D	V_x	H	θ	condition	vérification
STORY7	206,19	0,001	22,91	3,06	0,00294118	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY6	3732,39	0,007	379,61	3,06	0,02249189	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY5	7705	0,0075	697,76	3,06	0,0270649	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY4	11751,5	0,008	956,34	3,06	0,03212564	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY3	15798,13	0,009	1166,71	3,06	0,03982574	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY2	19844,69	0,008	1327,67	3,06	0,03907714	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY1	24000,27	0,007	1441,26	3,06	0,03809346	≤ 0.1	Condition Vérifier
RDC	29008,75	0,006	1529,15	4,59	0,02479805	≤ 0.1	Condition Vérifier

❖ **Dans le sens Y-Y :**

On aboutit au tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY7	EY	Top	0,00	12,09	27,28	448,277	0,000	0,000
STORY7	EY	Bottom	0,00	12,09	27,28	448,266	46,475	20,570
STORY6	EY	Top	0,00	29,81	426,70	5992,166	46,475	20,570
STORY6	EY	Bottom	0,00	29,81	426,70	5992,232	1354,251	92,546
STORY5	EY	Top	0,00	55,56	774,93	11006,941	1354,251	92,546
STORY5	EY	Bottom	0,00	55,56	774,93	11007,036	3698,663	258,492
STORY4	EY	Top	0,00	78,85	1054,80	15093,329	3698,663	258,492
STORY4	EY	Bottom	0,00	78,85	1054,80	15093,433	6846,210	489,865
STORY3	EY	Top	0,00	98,25	1283,44	18449,679	6846,210	489,865
STORY3	EY	Bottom	0,00	98,25	1283,44	18449,794	10660,668	785,771
STORY2	EY	Top	0,00	111,80	1451,62	20967,773	10660,668	785,771
STORY2	EY	Bottom	0,00	111,80	1451,62	20967,867	14976,061	1123,712
STORY1	EY	Top	0,00	120,90	1570,64	22810,843	14976,061	1123,712
STORY1	EY	Bottom	0,00	120,90	1570,64	22810,899	19627,658	1490,739
RDC	EY	Top	0,00	126,98	1661,95	24226,047	19627,658	1490,739
RDC	EY	Bottom	0,00	126,98	1661,95	24226,077	26970,254	2063,267

❖ **Tableau.VI.5: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y;**

Story	P	D	V_y	H	θ	condition	vérification
STORY7	206,19	0,0055	27,28	3,06	0,01358515	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY6	3732,39	0,007	426,7	3,06	0,02000972	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY5	7705	0,008	774,93	3,06	0,02599434	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY4	11751,56	0,008	1054,8	3,06	0,02912688	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY3	15798,13	0,008	1283,44	3,06	0,03218094	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY2	19844,69	0,008	1451,62	3,06	0,03574044	≤ 0.1	Condition Vérifier
STORY1	24000,27	0,006	1570,64	3,06	0,0299619	≤ 0.1	Condition Vérifier
RDC	29008,75	0,005	1661,95	4,59	0,01901378	≤ 0.1	Condition Vérifier

VI.2.6) Vérifications de l'effort tranchant à la base: (Art 4.3, 6 du RPA 2003)

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 Article 4.2.3 du RPA99/version 2003})$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 (coefficient d'accélération de zone A) des règles RPA99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure ;

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure ;

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.) ;

W : poids propre de la structure. $W=29008.75$ KN

- Application**

$$A=0.15$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 2s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \frac{3}{T} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$\text{Site meuble} \begin{cases} t_{1s} = 0.15s \\ t_{2s} = 0.5s \end{cases} \Rightarrow T_2 \leq T = 0.72 \leq 2s$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

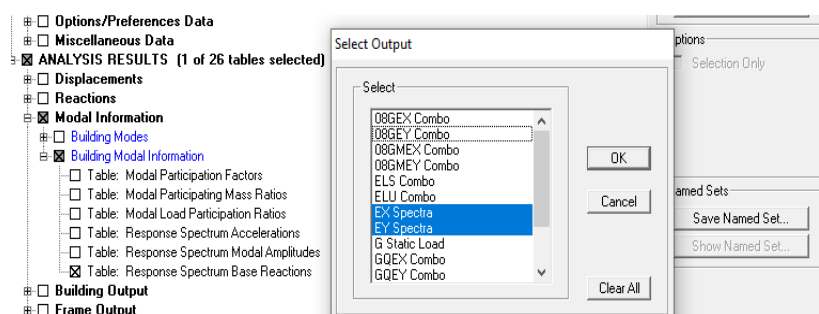
Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons une structure mixte (portiques en béton armé contreventée par des voiles) donc :

$$\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\% \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.82 > 0.7$$

$$\text{Donc: } D = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.72}\right)^{2/3} = 1.61 \quad \Rightarrow \quad V = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.15}{5} 29008.75 = 1611.3 \text{ KN}$$

- Vérification** : On procédant par les étapes suivantes :



On aboutit au tableau suivant :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	1227,00	119,14	0,00	-2052,242	20531,833	-8943,258
EX	2	U1	1,58	48,12	0,00	-814,508	29,221	611,056
EX	3	U1	329,70	-190,97	0,00	3201,958	5521,796	-5283,395
EX	4	U1	326,79	-9,58	0,00	-52,361	769,601	-2964,788
EX	5	U1	45,98	89,44	0,00	-286,247	124,073	746,781
EX	6	U1	20,62	-71,02	0,00	219,143	34,452	-1095,605
EX	7	U1	172,06	-12,80	0,00	44,169	536,870	-1679,870
EX	8	U1	20,93	11,03	0,00	-34,128	65,173	-34,231
EX	9	U1	0,26	7,63	0,00	-23,972	0,593	97,276
EX	10	U1	72,53	-7,20	0,00	11,289	120,382	-778,429
EX	11	U1	2,01	0,91	0,00	-1,705	2,344	-10,749
EX	12	U1	4,08	16,66	0,00	-33,210	9,021	180,511
EX	All	All	1529,15	126,98	0,00	2092,843	24496,745	13007,813
EY	1	U2	119,14	11,57	0,00	-199,267	1993,586	-868,366
EY	2	U2	48,12	1467,39	0,00	-24838,103	891,068	18633,909
EY	3	U2	-190,97	110,61	0,00	-1854,638	-3198,334	3060,248
EY	4	U2	-9,58	0,28	0,00	1,535	-22,568	86,942
EY	5	U2	89,44	173,99	0,00	-556,837	241,360	1452,715
EY	6	U2	-71,02	244,55	0,00	-754,640	-118,640	3772,815
EY	7	U2	-12,80	0,95	0,00	-3,285	-39,926	124,930
EY	8	U2	11,03	5,81	0,00	-17,987	34,349	-18,041
EY	9	U2	7,63	222,90	0,00	-700,303	17,325	2841,760
EY	10	U2	-7,20	0,71	0,00	-1,120	-11,943	77,225
EY	11	U2	0,91	0,41	0,00	-0,772	1,062	-4,870
EY	12	U2	16,66	68,09	0,00	-135,729	36,867	737,748
EY	All	All	126,98	1661,95	0,00	26826,788	2049,843	21875,648

$$V_x = 1529.15 \text{ KN} ;$$

$$V_y = 1661.95 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ logiciel}} = 1529.15 > 0.8 \times 1611.3 = 1289.04 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$$

$$V_{y \text{ logiciel}} = 1661.95 > 0.8 \times 1611.3 = 1289.04 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$$

VI.2.7) Vérifications De l'effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport : $\frac{N_d}{B_c f_{c28}}$ (7.1.3.RPA99 Version2003)

B_c : Section du poteau ;

N_d : Effort normal max dans les poteaux sous : $(0.8G \pm E_{x,y} \text{ et } G + Q \pm E_{x,y})$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton ;

Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow fram auteput \Rightarrow fram forces \Rightarrow colum forces.

❖ **Tableau.VI.6: Vérification de l'effort normal réduit;**

	b	h	b_c	N_d	V	Condition	vérification
Etages 5.6.C	30	30	900	260,52	0,1	≤ 0.3	Condition Vérifier
Etages 2.3.4	35	35	1225	750,33	0,2	≤ 0.3	Condition Vérifier
RDC et 1^{er} étage	40	40	1600	1087,57	0,2	≤ 0.3	Condition Vérifier

Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme. On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

VII.1) Ferrailage des poutres:

VII.1.1) Introduction:

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VII.1.2) Les combinaisons de calcul:

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'*ELU* et vérifiées à L'*ELS*, Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a) *BAEL* :

☞ *ELU* : $1.35 G + 1.5 Q$

☞ *ELS* : $G + Q$

b) *RPA99/2003* :

☞ $G + Q \pm E_{x,y} \dots\dots\dots (5.1 \text{ RPA } 99/2003)$

☞ $0.8 G \pm E_{x,y} \dots\dots\dots (5.2 \text{ RPA } 99/2003)$

VII.1.3) Recommandations du RPA99:

a) *Armatures longitudinales* : (Art 7.5.2.1 RPA99/2003)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre $0.5\% b h$

➤ *Poutre principales* : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

➤ *Poutre secondaires* : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante $\Rightarrow 4\% b h$;

En zone de recouvrement $\Rightarrow 6\% b h$;

❖ *Tableau.VII.1.1 : Section des armatures longitudinales ;*

	$0.5\% b h \text{ (cm}^2\text{)}$	$4\% b h \text{ (cm}^2\text{)}$	$6\% b h \text{ (cm}^2\text{)}$
<i>Poutres principales (30x40)</i>	6	48	72
<i>Poutres secondaires (30x35)</i>	5.25	42	63

La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** pour la *zone IIa*.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) *Armatures transversales* :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003.S_t. b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

En zone nodale $\Rightarrow S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$

En dehors de la zone nodale $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales ; et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✎ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.1.4) Etape de calcul:

a) Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion, on a les étapes suivantes :

A_{st} : La section d'armatures tendues ;

A_{sc} : La section d'armatures comprimées ;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus ($d = h - c$) ;

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues ;

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$; Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$

Tel que :

$\theta = 1$: si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h ;

$\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$: lorsque cette durée est inférieure à 1h ;

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

❖ **1^{er} Cas** : $\mu < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} ; \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$ Cas courant ; $f_e = 400 \text{ MPa}$;

❖ **2^{ème} Cas** : Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$; $\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée ;

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

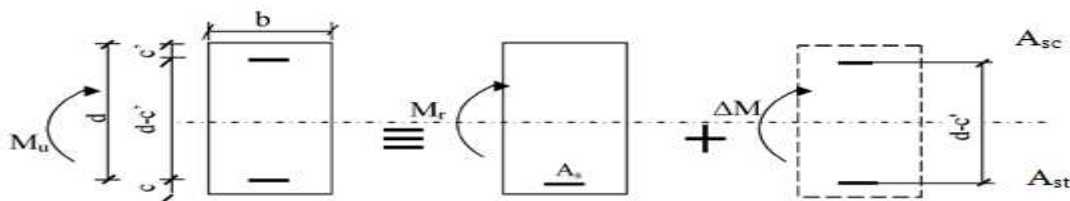


Figure VII.1.1 : Section rectangulaire doublement armée.

✎ **Remarque :**

Le Ferrailage des poutres principales et secondaires est le même pour tout les niveaux.

b) Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant :

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher,

Pour pouvoir Procéder aux ferrailages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion " M_y " et l'effort Tranchant " T ".

❖ **Etape Extraies " M_y " et " T " :**

- Sélectionner les poutres Principales des plancher.
- **Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/Combos \Rightarrow Frame Output \Rightarrow Frame Forces \Rightarrow Beam Forces \Rightarrow OK.**
- Sélectionner « les combinaisons de charges les plus défavorables ».

VII.1.5) Calcul du ferrailage:

Après avoir extrait les moments en utilisant **ETABS**, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

a) Armature longitudinale :

1^{er} Méthode (calcul manuelle) :

Exemple : poutre principale ;

➤ **En travées :** $M_{\max}^t = 67.137 \text{ KN.m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \dots\dots\dots (\text{Art .A.4.3.41BAEL91})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1, \text{ situation durable ou transitoire } \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85, \text{ situation accidentelle } \Rightarrow f_{bu} = 21.74 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\mu_t = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{67.137 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 21.74} = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0.072 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.963$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire } \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle } \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{67.137 \times 10^6}{0.963 \times 380 \times 400} = 458.66 = 4.59 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature :

$$A_t = 7.7 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \mathbf{3HA14(fil) + 2HA14(Chap)} \text{ pour le lit inferieur.}$$

➤ **Aux appuis:** $M_a^{\max} = -101.24 \text{ KN.m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$

$$\mu_a = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{101.24 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.164 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_a = 0.164 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.910$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{101.242 \times 10^6}{0.910 \times 380 \times 348} = 841.31 = 8.41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature :

$$A_a = 9.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA14(\text{fil}) + 3HA14(\text{Chap}) \text{ pour le lit supérieur.}$$

2^{ème} Méthode (logiciel SOCOTEC) :

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du **BAEL 99**. Toute fois l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats.

Remarque : (Différence de la convention de signes entre les deux logiciels)

La convention de signes entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC** » est différente. En effet, les efforts Normaux positifs sur « **ETABS** » représentent des efforts de traction et ceux négatifs représentent des efforts de compression.

Contrairement à « **SOCOTEC** », où les efforts normaux positifs représentent des efforts de compression et ceux négatifs des efforts de traction.

La durée d'application est supérieure à 24h : $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$

Exemple : poutre principale ;

➤ **En travées :** $M_{\max}^t = 67.137 \text{ kN.m} \Rightarrow N = 0.33 \text{ kN}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = d' = 2 \text{ cm}$;

The screenshot shows the SOCOTEC software interface for beam design. The main window is titled "poutre principale (travée)". The interface is divided into several sections:

- Hypothèses :** Includes "Saisie", "Dessin", "Résultats", and "Aperçu".
- Nom d'affaire :** "poutre principale (travée)".
- Nom du fichier :** "Poutre".
- Matériaux :**
 - Contrainte béton : f_{tj} 25 MPa
 - Limite élast. acier : f_{sk} 400 MPa
 - Coeff. agier/béton : n 15
- Géométrie :**
 - Largeur : b 0.3 m
 - Hauteur : h 0.4 m
 - Pos. cdg armatures sup. : d' 0.02 m
 - Pos. cdg armatures inf. : c 0.02 m
- Calcul aux ELU :**
 - Effort normal : N_u 0.33 kN
 - Moment fléchissant : M_u 67.14 kN.m
 - Coefficients :
 - durée chargement : θ 1
 - sécurité du béton : γ_b 1.5
 - sécurité de l'acier : γ_s 1.15
- Convention signes :**
 - $N > 0$: compression
 - $M > 0$: tend la fibre inférieure
- Fissuration :**
 - ☒ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
- Type d'armature :**
 - ☐ rond lisse
 - ☒ barre HA
 - ☐ barre HA
- Sections d'armatures :**
 - supérieures : cm2
 - inférieures : cm2
- Dessin :** A preview of the reinforcement layout is shown, labeled "1 G".

At the bottom, there is a summary table:

Données saisies :	
Largeur section :	0.3 m
Hauteur section :	0.4 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0.02 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0.02 m
Contrainte du béton : f_{tj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_{sk}	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1.5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1.15
Effort normal ELU :	0.33 kN
Moment fléchissant ELU :	67.14 kN.m

Résultats des calculs aux ELU :	
Section des armatures supérieures :	0 cm2
Section des armatures inférieures :	5.4 cm2
Position de l'axe neutre : y_0	0.05 m

➤ **Aux appuis:** $M_a^{\max} = -101.24 \text{ kN.m} \Rightarrow N = 0.08 \text{ kN}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = d' = 2 \text{ cm}$;

poutre principale (appui)

Poutre

Deson Géométrie Type
Deson Géométrie Saie

Géométrie

Largeur : $b = 0.3 \text{ m}$
Hauteur : $h = 0.4 \text{ m}$

Coef. ager/béton : $n = 15$
Contrainte du béton : $f_{ct} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastique de l'acier : $f_s = 400 \text{ MPa}$

Prog. cdt armatures s
Prog. cdt armatures in

Calcul aux ELS

Effort : $N_u = 0.08 \text{ kN}$
Moment : $M_u = -101.2 \text{ kN.m}$

Sections d'armatures

supérieures : $A_s = 1 \text{ cm}^2$
inférieures : $A_s = 1.15 \text{ cm}^2$

Données saisies :

Largeur section : 0.3 m
Hauteur section : 0.4 m
Position centre de gravité des armatures supérieures : 0.02 m
Position centre de gravité des armatures inférieures : 0.02 m
Contrainte du béton : $f_{ct} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastique de l'acier : $f_s = 400 \text{ MPa}$
Coefficient de durée d'application des charges : $\theta = 1$
Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b = 1.5$
Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s = 1.15$

Effort normal ELU : 0.08 kN
Moment fléchissant ELU : -101.2 kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 8.45 cm^2
Section des armatures inférieures : 0 cm^2

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.09 \text{ m}$

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher et de la charpente et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

❖ **Tableau.VII.1.2: Calcul et le choix des armatures longitudinales;**

Poutres	Zone	M_U (KN.m)	μ	OBS	β	A_{max} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)	Ferrailage adopté
Poutre Principale (30x40)	Travée	67.137	0.072	SSA	0.963	48	4.59	7.70	3HA14 (fil) +2HA14 (Chap)
	Appuis	101.242	0.164	SSA	0.91	72	8.41	9.24	3HA14 (fil) +3HA14 (Chap)
Poutre Secondaire (30x35)	Travée	39.12	0.056	SSA	0.971	42	3.04	6.03	3HA16
	Appuis	53.725	0.076	SSA	0.960	63	4.25	7.70	3HA14 (fil) +2HA14 (Chap)
Poutre Palière (30x35)	Travée	29.451	0.042	SSA	0.979	42	2.28	3.39	3HA12 (fil)
	Appuis	31.546	0.044	SSA	0.978	63	2.44	3.39	3HA12 (fil)
Poutre Principale de la charpente (30x40)	Travée	47.694	0.078	SSA	0.959	48	3.76	5.65	3HA12 (fil) +2HA12 (Chap)
	Appuis	82.014	0.086	SSA	0.955	72	5.64	5.65	3HA12 (fil) +2HA12 (Chap)
Poutre Secondaire de la charpente (30x35)	Travée	36.121	0.052	SSA	0.973	42	2.86	3.39	3HA12
	Appuis	49.092	0.068	SSA	0.965	63	3.85	5.65	3HA12 (fil) +2HA12 (Chap)

b) Armature transversales:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

❖ **Tableau.VII.1.3: Calcul et le choix des armatures transversale a l'ELU;**

Poutre	S_t (cm)				A_t (cm ²)	Ferrailage adopté
Poutre (30x40)	Zone nodale	$S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi_1)$	$S_t \leq 40/4$	$S_t = 10$	0.9	4HA8 $\Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2$
	Zone courante	$S_t \leq h/2$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$	1.35	
Poutre (30x35)	Zone nodale	$S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi_1)$	$S_t \leq 8.75$	$S_t = 8$	0.72	
	Zone courante	$S_t \leq h/2$	$S_t \leq 17.5$	$S_t = 15$	1.35	

c) Délimitation de la zone Nodale et Courante :➤ **Zone Nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h : hauteur de la poutre ;

On aura :

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$. Pour les Poutres de (30 X 40) ;

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$. Pour les Poutres de (30 X 35) ;

➤ **Zone Courante :**

$$L_{\text{courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$$

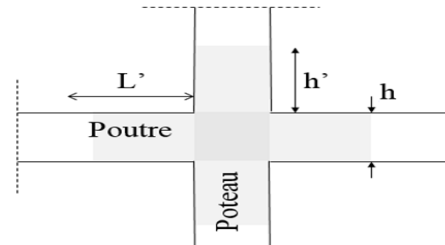


Figure VII.1.2: Zone Nodale.

VII.1.6) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art. B.4.2.1) :**

$$A_{st}^{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

❖ **Poutre Principale (30x40) :** $A_{st}^{min} \geq 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :** $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > 1.449 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $A_a = 9.24 \text{ cm}^2 > 1.449 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Poutre Secondaire (30x35) :** $A_{st}^{min} \geq 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.267 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :** $A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > 1.267 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $A_a = 7.70 \text{ cm}^2 > 1.267 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Poutre Palière (30x35) :** $A_{st}^{min} \geq 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.267 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.267 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.267 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **P. Principale de la charpente (30x40) :** $A_{st}^{min} \geq 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :** $A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.449 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $A_a = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.449 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **P. Secondaire de la charpente (30x35) :** $A_{st}^{min} \geq 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.267 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.267 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.267 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

☞ $A_{adopté} \geq A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91révisées99 Art.5.1.1): $\tau = \frac{V_{max}}{b.d} < \overline{\tau}_u$

b.1) Calcul de la contrainte de cisaillement admissible:

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'ELU, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \right) = \min (3.33 ; 5) \Rightarrow \text{Fissurations peu nuisibles.}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

b.2) Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$\tau = \frac{V_u^{max}}{b.d}$$

Avec : V_{max} : Effort tranchant maximum.

$$\text{Poutre Principale (30x40)} : \tau = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{87.81 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.77 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutre Secondaire (30x35)} : \tau = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{42.19 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.43 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutre Palière (30x35)} : \tau = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{26.91 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.27 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{P. Principale de la charpente (30x40)} : \tau = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{88.15 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.77 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{P. Secondaire de la charpente (30x35)} : \tau = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{37.23 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.38 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

☞ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91révisées99 Art.6.1.3):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$; avec : $\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres de haute adhérence (HA). Donc: $\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = \sum n\pi\phi \text{ (Somme des périmètres utiles des barres).}$$

$$\text{Poutre Principale (30x40)} : \sum U_i = \sum n\pi\phi = (3+2) \times 3.14 \times 14 = 131.88 + 87.92 = 219.8 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{87.81 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 219.8} = 1.168 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutre Secondaire (30x35)} : \sum U_i = \sum n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.19 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 0.94 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutre Palière (30x35)} : \sum U_i = \sum n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.91 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 0.802 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutre Principale de la charpente (30x40)} : \sum U_i = \sum n\pi\phi = (3+2) \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{88.15 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 188.4} = 1.37 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poutre Secondaire de la charpente (30x35)} : \sum U_i = \sum n\pi\phi = 113.04 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.23 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.11 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

☞ Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales au niveau des appuis: (BAEL 91 Art.5.1.312)

Lorsqu'au droit d'un appui : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ On doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $V_u - \frac{M_u}{0.9d}$

D'où $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$ Avec : $\gamma_s = 1.15$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Poutre Principale (30x40) : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 87.81 - \frac{101.242}{0.9 \times 0.38} = -208.219 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Poutre Secondaire (30x35) : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 42.19 - \frac{39.012}{0.9 \times 0.33} = -89.16 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Poutre Palière (30x35) : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 26.91 - \frac{31.546}{0.9 \times 0.33} = -79.305 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

P. Principale de la charpente (30x40) : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 88.15 - \frac{82.014}{0.9 \times 0.38} = -151.657 < 0 \dots \dots \dots \text{CV}$

P. Secondaire de la charpente (30x35) : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 37.23 - \frac{36.121}{0.9 \times 0.33} = -84.389 < 0 \dots \dots \dots \text{CV}$

☞ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis: (BAEL 91/99 Art. A.5.1.313)

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.40x \frac{0.9d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour les poutres de (30x40) : $\overline{T_u} = 0.40x \frac{0.9 \times 0.38 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN}$

Pour les poutres de (30x35) : $\overline{T_u} = 0.40x \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN}$

Poutre Principale (30x40) : $T_u = 87.81 \text{ KN} < \overline{T_u} = 684 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Poutre Secondaire (30x35) : $T_u = 42.19 \text{ KN} < \overline{T_u} = 594 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Poutre Palière (30x35) : $T_u = 26.91 \text{ KN} < \overline{T_u} = 594 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

P. Principale de la charpente (30x40) : $T_u = 88.15 \text{ KN} < \overline{T_u} = 684 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

P. Secondaire de la charpente (30x35) : $T_u = 37.23 \text{ KN} < \overline{T_u} = 594 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

f) Ancrage des armatures (CBA93/ Art 6.1.2):

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

Poutre Principale (30x40) : $\tau_{se} = 1.168 \text{ MPa} \leq \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Poutre Secondaire (30x35) : $\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} \leq \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Poutre Palière (30x35) : $\tau_{se} = 0.802 \text{ MPa} \leq \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

P. Principale de la charpente (30x40) : $\tau_{se} = 1.37 \text{ MPa} \leq \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

P. Secondaire de la charpente (30x35) : $\tau_{se} = 1.11 \text{ MPa} \leq \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Pour $\phi 12 \Rightarrow L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$

☞ La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal **0.4L_s** pour les aciers **HA**

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

Pour $\phi 14 \Rightarrow L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{cm} \Rightarrow$ On prend $L_s = 50\text{cm}$.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal **0.4L_s** pour les aciers **HA**

$$L_{ad}=0.4L_s=0.4 \times 50=20\text{cm}$$

g) Vérification des armatures transversales :

Selon le **(BAEL 91 modifiées 99)** le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

Pour les poutres (30x40) $\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = \min(1.14; 3; 1.2) = 1.14\text{cm}$

Pour les poutres (30x35) $\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = \min(1; 3; 1.2) = 1\text{cm}$

$\phi_t = 8\text{mm} \leq 10\text{mm}$ Condition vérifiée

VII.1.7) Vérification à l'ELS :

a) L'état limite de compression du béton et de l'acier: (BAEL 91 Art A.5.2)

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$. $\sigma_{st} = \frac{M_0}{\beta_1 \cdot d \cdot A_0}$ et $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

Exemple : poutre principale ;

➤ **En travée :** $M_S^{\text{max}} = 23.068\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{30 \times 38} = 0.675$$

$\rho_1 = 0.675 \Rightarrow \beta_1 = 0.880 \Rightarrow K_1 = 26.67$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S^{\text{max}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{23.068 \times 10^6}{0.880 \times 380 \times 770} = 89.59\text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89.59}{26.67} = 3.36\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 89.59\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = 3.36\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $M_{Sa}^{\text{max}} = -72.43\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.24}{30 \times 38} = 0.811$$

$\rho_1 = 0.811$ Tableau e interpolation $\beta_1 = 0.871$ Tableau e interpolation $K_1 = 23.76$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{72.43 \times 10^6}{0.871 \times 380 \times 924} = 236.83\text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{236.83}{23.76} = 9.97\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 236.83\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = 9.97\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ Condition vérifiée.

❖ **Tableau.VII.1.4: L'état limite de compression du béton et de l'acier;**

Poutres	d (cm)	Zone	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)	M_s (KN.m)	ρ_1	β_1	σ_{st} (MPa)	K_1	σ_{bc} (MPa)	OBS
Poutre Principale (30x40)	38	Travée	7.70	23.068	0.675	0.880	89.59	26.67	3.36	Condition vérifiée.
		Appuis	9.24	72.43	0.814	0.871	236.83	23.76	9.97	Condition vérifiée.
Poutre Secondaire (30x35)	33	Travée	6.03	14.943	0.606	0.885	84.85	28.48	2.98	Condition vérifiée.
		Appuis	7.70	26.97	0.782	0.873	121.58	24.37	4.99	Condition vérifiée.
Poutre Palière (30x35)	33	Travée	3.39	6.403	0.342	0.909	62.97	39.95	1.58	Condition vérifiée.
		Appuis	3.39	6.653	0.342	0.909	65.42	39.95	1.64	Condition vérifiée.
P.P de la charpente (30x40)	38	Travée	5.65	34.734	0.494	0.894	180.96	32.17	5.63	Condition vérifiée.
		Appuis	5.65	57.833	0.494	0.894	301.3	32.17	9.37	Condition vérifiée.
P. S de la charpente (30x35)	33	Travée	3.39	16.008	0.342	0.909	157.42	39.95	3.94	Condition vérifiée.
		Appuis	5.65	25.319	0.567	0.888	152.92	29.64	5.16	Condition vérifiée.

$\sigma_{st}^{max}=301.3\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st}=348\text{MPa}.....\text{Condition vérifiée.}$

$\sigma_{bc}^{max}=9.97\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}.....\text{Condition vérifiée.}$

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL99.Art. A.4.5, 32)

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche:(BAEL 91 V99 Art B.6.5)

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel "ETABS" $\leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible ;

L : la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

Poutre Principale (30x40) : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{180}{500}=0.36\text{cm} \geq f_{Etabs}=0.058\text{cm}....\text{Condition vérifiée}$

Poutre Secondaire (30x35): $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500}=0.63\text{cm} \geq f_{Etabs}=0.019\text{cm}\text{Condition vérifiée}$

Poutre Palière (30x35): $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500}=0.70\text{cm} \geq f_{Etabs}=0.018\text{cm} \text{Condition vérifiée}$

P. Principale de la charpente: $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{180}{500}=0.36\text{cm} \geq f_{Etabs}=0.1\text{cm}.....\text{Condition vérifiée}$

P. Secondaire de la charpente: $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500}=0.63\text{cm} \geq f_{Etabs}=0.024\text{cm}...\text{Condition vérifiée}$

✎ La flèche est vérifiée pour tous les poutres dans les deux sens.

III.1.8) Ferrailage des poutres:

Le ferrailage des poutres dans les deux sens sera comme suit :

a) Armatures longitudinales :

❖ **Tableau.VII.1.5: Ferrailage adopté pour les poutres;**

<i>Poutres</i>	<i>Zone</i>	<i>As_{adop} (cm^2)</i>	<i>Ferrailage adopté</i>
<i>Poutre Principale (30x40)</i>	Travée	7.70	<i>3HA14 (fil) +2HA14 (Chap)</i>
	Appuis	9.24	<i>3HA14 (fil) +3HA14 (Chap)</i>
<i>Poutre Secondaire (30x35)</i>	Travée	6.03	<i>3HA16</i>
	Appuis	7.70	<i>3HA14 (fil) +2HA14 (Chap)</i>
<i>Poutre Palière (30x35)</i>	Travée	3.39	<i>3HA12 (fil)</i>
	Appuis	3.39	<i>3HA12 (fil)</i>
<i>Poutre Principale de la charpente (30x40)</i>	Travée	5.65	<i>3HA12 (fil) +2HA12 (Chap)</i>
	Appuis	5.65	<i>3HA12 (fil) +2HA12 (Chap)</i>
<i>Poutre Secondaire de la charpente (30x35)</i>	Travée	3.39	<i>3HA12</i>
	Appuis	5.65	<i>3HA12 (fil) +2HA12 (Chap)</i>

b) Armatures transversales : 4HA8⇒2.01cm

VII.2) Ferrailage des poteaux:

VII.2.1) Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal “ N ” et à un moment de flexion “ M ” donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal. Les armatures seront calculées sous l’effet des sollicitations les plus défavorables puis seront vérifiées à L’ELS ;

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (BAEL91\text{modifié}99)$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \dots\dots\dots (Combinaisons d'actions sismiques du RPA99/2003)$$

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- ✓ Effort normal maximal “ N ” ainsi que les moments “ M_2 ” et “ M_3 ” correspondants.
- ✓ Effort normal minimal “ N ” ainsi que les moments “ M_2 ” et “ M_3 ” correspondants.
- ✓ Moments “ M_2 ” et “ M_3 ” ainsi que leurs efforts normaux “ N ” correspondants.

❖ **Tableau.VII.2.1:** Caractéristique mécanique des matériaux;

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28}	f_{bu}	γ_s	$Fe \text{ (MPa)}$	σ_s
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

VII.2.2) Calcul des armatures longitudinales à l’ELU :

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (**HA**), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal supérieur ou égal à 12 mm. (Zone IIa).

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- L’espacement entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % ($b \times h$) on (Zone IIa).
- Le pourcentage maximum est : $\begin{cases} 4 \% \text{ (zone courante)} \\ 6 \% \text{ (zone de recouvrement)} \end{cases}$
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ **Tableau.VII.2.2:** Sections d’armatures minimale et maximale dans les poteaux.

Section de poteaux	$A_{min}=0.8\%(b \times h)$ (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\%(b \times h)$	Zone courante $A_{max}=4\%(b \times h)$
40x40	12.8	96	64
35x35	9.8	73.5	49
30x30	7.2	54	36

a) Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion. Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).

b) Calcul du ferraillage :**b.1) Section partiellement comprimée :**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumis ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression. $e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$.

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures soumis, soit à un effort de traction ou à un effort de compression, la condition suivante doit être vérifiée : $(d - c')N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

❖ Détermination des armatures :

➤ **Calcul du moment fictif :** $M_f = M + N x \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ **Calcul du moment réduit :** $\mu_l = \frac{M_f}{b x d^2 x f_{bc}}$

❖ **Armatures fictives :** $A_f = \frac{M_f}{b x d^2 x \sigma_{st}}$

❖ **Armatures réelles :** $A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$

Si : $\mu_l < 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

Si : $\mu_l > 0,392 \Rightarrow$ Section doublement armée

On calcul : $M_r = \mu_l b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée ;

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

b.2) Section entièrement comprimée :

$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : effort de compression ;

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} < (d - c') N_u - M_f$$

❖ **1^{er} Cas :** $N x (d - c') - M_f \geq (0,5 x h - c') x b x h^2 x f_{bc} \Rightarrow$ Section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_f(d-0,5h)bhf_{bc}}{(d-c')x\sigma_{st}} \dots (\text{Comprimée})$$

$$A_s = \frac{N-(bxhxf_{bc})}{\sigma_{st}} \dots (\text{Tendue})$$

❖ 2^{ème} Cas : $Nx(d-c') - M_f \leq (0,5xh - c')xbxh^2xf_{bc} \Rightarrow$ Section simplement armée

$$A_1 = \frac{N - \Psi b x h x f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c)-M_f}{bxh^2xf_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$\text{Calcul des contraintes dans le béton : } \sigma_b = \frac{N}{B_0} + M_G \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre :

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_1^2 = py_2 + q = 0$$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A(d-c)}{b}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A(d-c)^2}{b}$$

Avec :

c' : L'enrobage.

c : La distance du centre de pression par rapport à la fibre la plus tendue ($c = d - e_s$).

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0,5x(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3xu}$$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y'_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y'_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) ; y'_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

❖ **Contrainte de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{yxN_s}{I} y_s \leq \overline{\sigma}_b$

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

$$\sigma_s = \frac{bxy_s^3}{3} + 15[Ax(d - y_s) + A'(y_s - c')^2]. M(KN.m)$$

Les efforts internes dans les poteaux ainsi que les moments fléchissant sont extraits du logiciel **ETABS** et sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

❖ **Tableau.VII.2.3: Armatures longitudinales des poteaux ;**

	<i>Sollicitations</i>	<i>Combinaisons</i>	<i>N(KN)</i>	<i>M (KN)</i>	<i>OBS</i>	<i>A_{sup} (cm²)</i>	<i>A_{inf} (cm²)</i>	<i>A_{min} (cm²)</i>	<i>Ferrailage</i>	<i>A_{adopté} (cm²)</i>
40x40	$N_{\max} \rightarrow M_2^{\text{cor}}$	ELU	-1429	-4.23	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
	$N_{\min} \rightarrow M_2^{\text{cor}}$	0.8G±E	-839.6	-6.31	SEC	0	0			
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$	G+Q±E	-118.1	56.18	SPT	0	2.82			
35x35	$N_{\max} \rightarrow M_2^{\text{cor}}$	ELU	-988.9	-12.4	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
	$N_{\min} \rightarrow M_2^{\text{cor}}$	0.8G±E	-514.4	-17.4	SEC	0	0			
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$	G+Q±E	-80.45	50.88	SPT	0	3.65			
30x30	$N_{\max} \rightarrow M_2^{\text{cor}}$	ELU	38.77	-11.06	SPT	0.59	0	7.2	8HA12	9.05
	$N_{\min} \rightarrow M_2^{\text{cor}}$	0.8G±E	-184.8	-14.61	SEC	0	0			
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$	G+Q±E	-33.47	34.44	SPT	0	3.36			

VII.2.3) Calcul des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \dots \dots \dots \text{(formule 7.1, RPA99/ 2003)}$$

V_u : effort tranchant extrait du logiciel **ETABS** sous les combinaisons sismiques suivantes:

$$\begin{cases} ELU \\ 0.8G \pm Q \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

A_t : section d'armature transversale ;

h_1 : hauteur totale de la section brute ;

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400$ MPA ;

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

$$\text{tranchant. } \rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau . $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau. $l_f = 0.7 h_e$

h_e : C'est la hauteur du poteau

❖ **Tableau.VII.2.4: Coefficients « ρ », en fonction de l'élancement géométrique du poteau « λ_g »;**

Section du poteau	Niveau	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	Observation	ρ
40x40	RDC	439	7.68	$\lambda_g > 5$	2.5
	1 ^{er} , étage	286	5.005	$\lambda_g > 5$	
35x35	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	286	5.72	$\lambda_g > 5$	
30x30	5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	286	6.67	$\lambda_g > 5$	

VII.2.4) Vérifications à l'ELU :

a) **Espacement des armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15) = \min(12; 15\text{cm}), \text{ donc } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **En zone courante** $S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$, donc $S_t = 15\text{cm}$

ϕ_l^{\min} : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

b) **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \text{ En \% est donnée comme suit: } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \% \end{cases}$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Dans notre cas $\lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \% b \times S_t$

c) **Diamètre des aciers :**

D'après le **BAEL91** le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}.$$

❖ **Longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 V 2003) :**

$$L_r = 40\phi_l^{\max} = 40 \times 1.6 = 64\text{cm (Zone IIa)} \quad \text{on prend } L_r = 80\text{cm}$$

❖ **Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) :** $l_s = \frac{\phi x f_e}{4\tau_{su}}$

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

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

❖ **Tableau.VII.2.5: Longueur d'ancrage des barres ;**

Diamètre	τ_{su}	f_{t28}	Ψ_s	l_s (cm)	l_s adoptée (cm)
16mm	2.83	2.1	1.5	5.6	8
14mm				4.95	8
12mm				4.2	8

Les armatures transversales se calculent donc de la manière suivante :

On a: $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t$;

Les résultants ainsi que les vérifications sont montrés dans le tableau suivant:

❖ **Tableau.VII.2.6: Armatures transversales des poteaux ;**

Poteau	T_{max}	ϕ	f_e	S_t (cm)		A_t (cm ²)		$A_{min}=0.3\% b S_t$ (cm ²)		Ferrailage	Section adopté (cm ²)
				ZN	ZC	ZN	ZC	ZN	ZC		
40x40	38.55	2.5	400	10	15	0.6	0.90	1.2	1.8	4HA8	2.01
35x35	34.02					0.61	0.91	1.05	1.57	4HA8	2.01
30x30	28.78					0.59	0.89	0.9	1.35	4HA8	2.01

- D'après nos calcul $A_{min} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal 4HA8=2.01cm²
- Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets de 135° ayant une longueur droite de 10Φ t min = 10x0.8 = 8cm.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\phi_{cheminées} > 12cm$ (pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique) avec : $\bar{h} = \max (h_e/6; b; h; 60cm)$.

❖ **Pour le RDC :**

$$\bar{h} = \max \left(\frac{439}{6}; 40; 40; 60cm \right) \Rightarrow \bar{h} = \max (73.2; 40; 40; 60cm) \Rightarrow \bar{h} = 75cm.$$

❖ **Pour les étages courants :**

$$\bar{h} = \max \left(\frac{286}{6}; 40; 40; 60cm \right) \Rightarrow \bar{h} = \max (47.7; 40; 40; 60cm) \Rightarrow \bar{h} = 60cm.$$

a) **Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adop} \geq A_{min} = \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

❖ **Tableau.VII.2.7: Vérification de non fragilité ;**

<i>poteau</i>	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	<i>Vérification</i>
40x40	7.56	14.19	CV
35x35	5.78	10.67	CV
30x30	4.25	9.05	CV

VII.2.5) Vérifications à l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

a) Vérification des contraintes :

Les contraintes sont calculées on utilisant le logiciel **SECOTEC**, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

❖ **Béton :** $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

❖ **Acier :** Dans notre cas la fissuration est considérée comme préjudiciable,

$$\text{donc} \quad \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right) \quad \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}400; 150 \times 1.6\right) = \text{min}(267; 240)$$

$$\bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}.$$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers *H.A Sollicitations*

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ **Tableau.VII.2.8: Vérification des contraintes dans les aciers et béton ;**

<i>Sections</i>	<i>sollicitations</i>	<i>N(KN)</i>	<i>M(KN)</i>	<i>OBS</i>	σ_{bsup}	σ_{binf}	σ_b^-	$\sigma_{a\ sup}$	$\sigma_{a\ inf}$	σ_a^-	<i>Vérification</i>
40x40	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	-36.64	-7.8	SEC	0	0.91	15	-11.7	11.9	240	CV
	$N_{min} \rightarrow M^{cor}$	-1038	-3.09	SEC	5.51	5.95		83	88.8		CV
	$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	-365.2	18.17	SPT	3.32	0.71		47.3	13.1		CV
35x35	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	-60.95	-1.881	SEC	0.24	0.64	15	3.97	9.23	240	CV
	$N_{min} \rightarrow M^{cor}$	-718.3	-9.05	SEC	4.2	6.17		65.2	90.4		CV
	$M_2^{max} \rightarrow N^{cor}$	165.6	20.81	SPT	3.77	0		50.7	-23.5		CV
30x30	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	38.77	0.254	SPT	0.42	0.33	15	6.15	5.1	240	CV
	$N_{min} \rightarrow M^{cor}$	-263.5	-11.06	SET	4.51	0		52.3	-101.1		CV
	$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	-52.52	17.11	SPT	3.32	0		41	-47.4		CV

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} \leq \tau_{bu} = \rho_b x f_{c28} \cdot 1)$$

Selon le RPA 99 version 2003 : $\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda \leq g5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_u = \rho_b x f_{c28} = 0,075 x 25 = 1,875$$

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(3,75, 4 \text{MPa}) = 3,75 \text{MPa}$$

❖ **Poteaux (40x40) :**

$$\tau_u = \frac{38,55 \cdot 10^{-3}}{0,4 \times 0,37} = 0,26 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1,87 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteaux (35x35) :**

$$\tau_u = \frac{34,02 \cdot 10^{-3}}{0,35 \times 0,315} = 0,31 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1,87 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteaux (30x30) :**

$$\tau_u = \frac{28,78 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,35 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1,87 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.6) Ferrailage des poteaux:

Toutes les conditions sont vérifiées ; Donc on adopte le ferrailage suivant :

a) Armatures longitudinales :

❖ **Tableau.VII.2.9: Ferrailage adopté pour les poteaux;**

<i>Poteaux</i>	<i>As_{adop} (cm²)</i>	<i>Ferrailage adopté</i>
Poteaux 40x40	12.57	4HA16+4HA14
Poteaux 35x35	8.04	4HA14+4HA12
Poteaux 30x30	4.52	8HA12

b) Armatures transversales : 4HA8 ⇒ 2.01cm

VII.1) Ferrailage des Voiles:

VII.3.1) Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi qu'à des forces horizontales dues aux séismes (E).

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **(Figure)** ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale (N) et une charge horizontale (V) en tête.

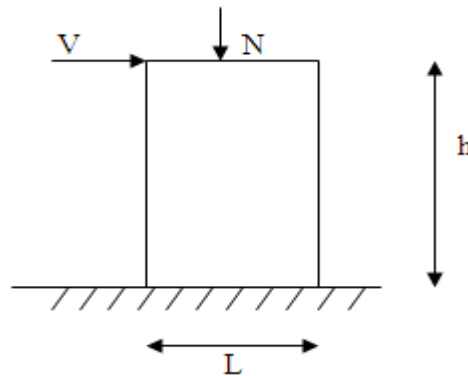


Figure VII.3.1 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal (N) et un effort tranchant (V) constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant (M) qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales (E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures horizontales.
- Armatures verticales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I :** RDC et 1^{er} étage.
- **Zone II :** 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages.
- **Zone III :** 5^{ème}, 6^{ème} étages et la comble.

VII.3.2) Les combinaisons de calcul:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

c) **BAEL :**

- ☞ ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ☞ ELS : $G + Q$

d) RPA99/2003 :☞ $G + Q \pm E_{x,y}$ (5.1 RPA 99/2003)☞ $0.8 G \pm E_{x,y}$ (5.2 RPA 99/2003)**VII.3.3) La méthode des bandes (MDB):**

C'est une méthode qui vient de la résistance des matériaux (**RDM**), Les efforts sont résumés en une résultante verticale équivalente à la situation la plus défavorable (**M**, **N**) qui est censé être reprise par les armatures verticales. En utilisant es formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton ;**I** : moment d'inertie du voile ;**V** et **V'** : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de largeur **d**.

VII.3.3.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les contraintes σ_{max} et σ_{min} qu'on extrait du logiciel **ETABS**.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) est données par :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right\} \dots\dots\dots (RPA99/2003 Art 7.7.4)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré ;**L_c** : la longueur de la zone comprimée ;Calcul de la longueur tendue (**L_t**) et comprimer (**L_c**)

$$L_t = L - L_c \quad \text{Avec : } L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \cdot L$$

L_t : longueur de la zone tendue ;**☞ Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

VII.3.3.2) Les différent cas de section :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

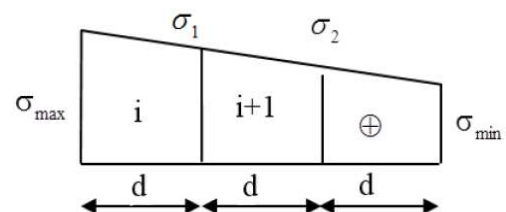
- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement comprimée (SEC) :**a.1) Les efforts normaux :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e.$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e.$$

Avec **e** : épaisseur du voile.**a.2) Détermination des armatures verticales :****Figure VII.3.2 :**

Section entièrement comprimée(SEC).

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \text{ Avec : } B = d \times e; \quad \begin{cases} f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

a.3) Détermination des armatures minimales : (Art A.8.1 ; 21 BAEL91/99)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq A_t = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad \text{Avec : } B : \text{section du béton comprimée.}$$

b) Section partiellement comprimée (SPC) :

b.1) Les efforts normaux :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e.$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e.$$

b.2) Détermination des armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

b.3) Détermination des armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.5\% B \right\} \text{ Avec : } \begin{cases} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec B : section du béton tendue $B = d \times e$

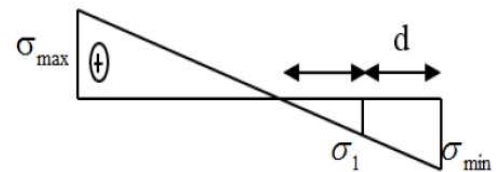


Figure VII.3.3 :

Section partiellement comprimée (SPC).

c) Section entièrement tendue (SET) :

c.1) Les efforts normaux :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e.$$

c.2) Détermination des armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier} = 400 \text{ MPa}$$

c.3) Détermination des armatures minimales :

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**).

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\} \text{ Avec : } \begin{cases} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec B : section du béton tendue $B = d \times e$

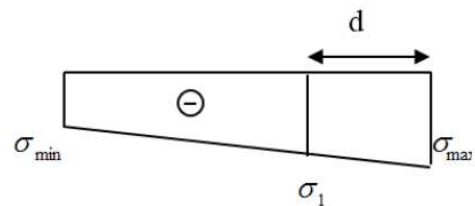


Figure VII.3.4 :

Section entièrement tendue (SET).

VII.3.3.3) Exigences du (RPA99version 2003) et (BAEL91/99) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné par:

- Globalement dans la section du voile 0.15 % (A_v et $A_H \geq 0,15\% B$)
- En zones courantes 0.10 % (A_v et $A_H \geq 0,10\% B$)..... (**RPA99 v2003 Art 7.7.3**).

Avec : A_H : Section d'armatures horizontales ;

A_v : Section d'armatures verticale

B : section du béton ;

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

a) Armatures horizontales :

a.1) Exigences du RPA2003: (RPA99 v2003 Art 7.7.4.1).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

a.2) Exigence du BAEL99 : (BAEL 91 modifié 99. Art A.8.2, 4)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

b) 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 (RPA99/2003 Art 7.7.4.3).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

c) Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA 99 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 suivante : $A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$

Avec : $T = 1.4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **≥ 4HA10**.

VII.3.3.4) Disposition constructive :**a) Espacement : (RPA99V2003 Art : 7.7.4.3)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min(1.5e; 30cm)$

Avec : e : épaisseur du voile. ($e = 25cm$)

Dans notre cas : $S_t \leq \min\{37.5cm; 30cm\} \Rightarrow S_t \leq 30cm$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

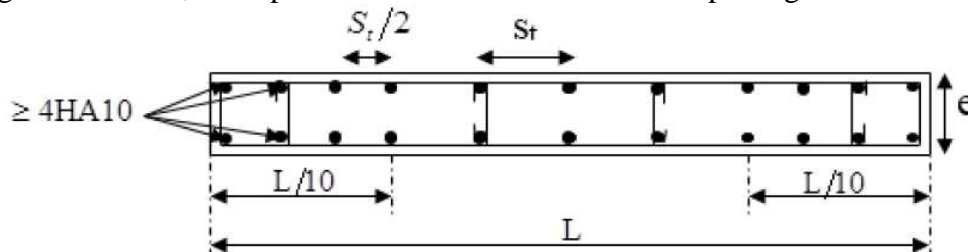


Figure VII.3.5 : Disposition des Armatures verticales dans un voile.

b) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

c) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.3.3.5) Les vérifications :**a) Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa} . \quad \text{Avec : } \begin{cases} N_s: \text{Effort normal appliqué.} \\ B: \text{Section du béton.} \\ A: \text{Section d'armatures adoptée.} \end{cases}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**b.1) D'après le RPA (RPA 99 révisé 2003.Art 7.7.2.)**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.2.f_{c28} = 5\text{MPa} . \quad \text{Avec : } \begin{cases} b: \text{Epaisseur du linteau ou du voile.} \\ d: \text{Hauteur utile (d = 0.9h).} \\ h: \text{Hauteur totale de la section brute.} \end{cases}$$

$$T = 1.4v_{u,\text{Calcul}} \quad \text{Avec : } V_u : \text{Effort tranchant calculé au niveau considéré.}$$

b.2) D'après le BAEL (BAEL91/99.Art A.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 3.3\text{MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : $\begin{cases} b: \text{Epaisseur du linteau ou du voile.} \\ d: \text{Hauteur utile (d = 0.9h).} \\ \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement.} \\ V_u: \text{Effort tranchant calculé au niveau considéré.} \end{cases}$

VII.3.4) Exemple de calcul:

Ferraillage d'un Voile Transversale L=2m en Zone I (**VTIZI**)

a) Caractéristiques géométriques :

$$L_{\text{Voile,ZI}} = 2\text{m} ; \quad e = 0.25\text{m} ; \quad I = 0.1667\text{m}^4 ; \quad B = 0.50\text{m}^2 ; \quad V = V' = \frac{L_{\text{voil}}}{2} = 1\text{m} ;$$

b) Extraire « σ_{\max} » et « σ_{\min} » de (ETABS) :

- 1) Sélectionner les voiles sens transversale, longueur L=2m et zone I (**VTIZI**) ;
- 2) **Display** \Rightarrow **Show Tables...** \Rightarrow **Select Cases/Combos...** (Sélectionner "les combinaisons" suivant le cas de charge) ;
- 3) **Area Output** \Rightarrow **Area forces and Stresses** \Rightarrow **Table : Area element Stresses** \Rightarrow **OK** ;
- 4) **Edit** \Rightarrow **Copy Entire Table** \Rightarrow Excel ;
- 5) $\sigma_{\text{Traction}} = \sigma_{\max} = \text{Max}/+S_{11\text{top}} ; +S_{11\text{bot}} ; +S_{22\text{top}} ; +S_{22\text{bot}} = 3704.68\text{KN/m}^2$
 $\sigma_{\text{Compression}} = \sigma_{\min} = \text{Max}/-S_{11\text{top}} ; -S_{11\text{bot}} ; -S_{22\text{top}} ; -S_{22\text{bot}} = -6242.35\text{KN/m}^2$

c) Extraire « V_u » de (ETABS) :

- 1) Sélectionner les voiles sens transversale, longueur L=2m et zone I (**VTIZI**) ;
- 2) **Display** \Rightarrow **Show Tables...** \Rightarrow **Select Cases/Combos...** (Sélectionner "les combinaisons" suivant le cas de charge) ;

- 3) **Wall Output** \Rightarrow **Wall forces** \Rightarrow **OK** ;
 4) **Edit** \Rightarrow **Copy Entire Table** \Rightarrow Excel ;
 5) $V_u = \text{Max}(V_2; V_3)$ en valeur absolu $\Rightarrow V_u = 842.43 \text{KN}$

d) Calcul de Sollicitation :

Les contraintes σ_{\max} et σ_{\min} que en extrait du Logicielle (ETABS) : $\begin{cases} \sigma_{\max} = 3704.68 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6242.35 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

Calcul des Longueurs comprimés et tendues :

$$L_C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{3704.68}{3704.68 + 6242.35} \times 2 = 0.74 \text{m} ; \quad L_t = L - L_C = 2 - 0.74 = 1.26 \text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\} \Rightarrow d \leq \min \left\{ \frac{266}{2} ; \frac{2 \times 0.74}{3} \right\} = \min \{1.43; 0.49\} \Rightarrow d \leq 0.49 \text{m}$$

$$\Rightarrow \text{Bande 1 : } d_1 = \min \left\{ \frac{L_t}{2} ; d \right\} = \min \left\{ \frac{1.26}{2} ; 0.49 \right\} = 0.49 \text{m}$$

$$\text{A partir du Triangle Semblable en 'a } \sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot \frac{d_1}{L_t} = \frac{6242.35 \times 0.49}{1.26} = 2427.58 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{6242.35 + 2427.58}{2} \times 0.49 \times 0.25 = 531.033 \text{KN}.$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{531.033 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 13.28 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Bande 2 : } d_2 = L_t - d_1 = 1.26 - 0.49 = 0.77 \text{m}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{2427.58 \times 0.77 \times 0.25}{2} = 233.65 \text{KN}.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{233.65 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 5.84 \text{cm}^2$$

d.1) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \cdot d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.5\% d \cdot e \right\} \text{ Avec : } \begin{cases} f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \\ f_e = 400 \text{MPa} \end{cases}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \times 49 \times 25 \times 2.1}{400} ; 0.005 \times 49 \times 25 \right\} = \max \{1.47; 6.13\} = 6.13 \text{cm}^2.$$

d.2) Armatures de couture :

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 842.43 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 32.43 \text{cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :

$$\Rightarrow \text{Bande 1 : } A_{Vt1} = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 13.28 + \frac{32.43}{4} = 13.28 + 8.11 = 21.39 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Bande 2 : } A_{Vt2} = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 5.84 + \frac{32.43}{4} = 5.84 + 8.11 = 13.95 \text{cm}^2$$

❖ **Choix des armatures verticales :**

$$A_{vtl} \Rightarrow 12\text{HA}16 = 24.12 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{en prend } S_t = 10 \text{cm}.$$

d.3) Armatures horizontales :

$$A_H = \frac{A_{Vt1}}{4} = \frac{24.12}{4} = 6.03 \text{cm}^2 \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 modifié 99 Art A.8.2, 4})$$

$$A_H = 0.15\% B = 0.0015 \times 5000 = 7.5 \text{cm}^2 \dots \dots \dots (\text{RPA99 v2003 Art 7.7.4.1})$$

$$\text{En prend } 8\text{HA}12 = 9.04 \text{cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Avec : } S_t = 15 \text{cm}.$$

d.4) Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit **4HA8** (4 épingles HA8 /m²).

e) Les vérifications :**e.1) Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{4698.4 \times 10^3}{0.50 \times 10^6 + 15 \times 24.12 \times 10^2} = \frac{4698.4 \times 10^3}{536180} = 8.76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

e.2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ **D'après le RPA (RPA 99 révisé 2003.Art 7.7.2.)**

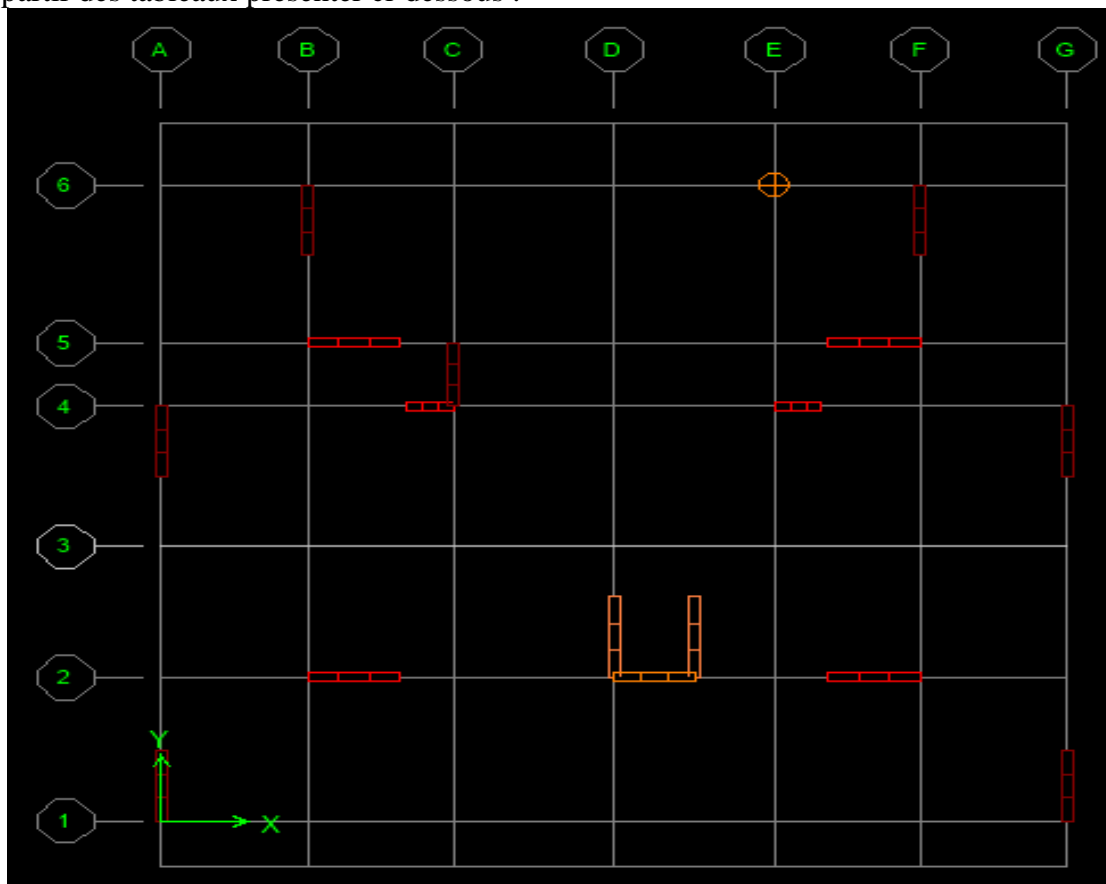
$$\tau_u = \frac{T}{e.d} = \frac{1.4 \times 842.43 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 2.62 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

➤ **D'après le BAEL (BAEL91/99.Art A.5.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{842.43 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 1.87 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.3 \text{ MPa} \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.3.5) Ferrailages et vérifications de tous les voiles:

Le calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont faite a' partir des tableaux présenter ci-dessous :



❖ **Tableau.IV.3.1.Ferrailage du voile longitudinale(VL1)**

	Zone	VLIZI	VLIZII	VLIZIII
Caractéristiques géométriques	$h_{poutre} \text{ (m)}$	0,35	0,35	0,35
	$hauteur \text{ étage (m)}$	3,06	3,06	3,06
	$L \text{ (m)}$	2	2	2
	$e \text{ (m)}$	0,25	0,25	0,25
	$B \text{ (m}^2\text{)}$	0,5	0,5	0,5
	$h_e \text{ (m)}$	2,71	2,71	2,71
	$V_u \text{ (kN)}$	843,2	558,48	279,4
Sollicitation de calcul	$N_{ser} \text{ (kN)}$	4161,3	3189,2	1374,9
	$T \text{ (kN)}$	1180,48	781,872	391,16
	$\sigma_{max} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	4037	4146,3	5472,64
	$\sigma_{min} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	7264,55	5754,3	6088,67
	$\sigma_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$	400	400	400
	$L_c \text{ (m)}$	0,71	0,84	0,95
	$L_t \text{ (m)}$	1,29	1,16	1,05
	$d \text{ (m)}$	0,47	0,56	0,63
	$d_1 \text{ (m)}$	0,47	0,56	0,525
	$d_2 \text{ (m)}$	0,82	0,6	0,525
	$\sigma_I \text{ (kN/m}^2\text{)}$	2646,77	2777,94	3044,33
	$N_1 \text{ (kN)}$	582,3	597,26	599,35
	$N_2 \text{ (kN)}$	271,29	208,34	199,78
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	14,56	14,93	14,98
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	6,78	5,21	4,99
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	32,46	21,5	10,76
	$A_{vt1}/\text{bande (cm}^2\text{)}_{Calcul}$	22,67	20,31	17,67
	$A_{vt2}/\text{bande (cm}^2\text{)}_{Calcul}$	14,89	10,6	7,68
	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	5,87	7	7,86
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	24,12	13,7	13,7
	$Choix \text{ de } A \text{ (cm}^2\text{) Bande1}$	12HA16	12HA12	12HA12
	$A_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	15,39	11,31	11,31
	$Choix \text{ de } A \text{ (cm}^2\text{) Bande2}$	10HA14	10HA12	10HA12
	$St \text{ (cm)}$	30	30	30
	$Espacement \text{ (cm) Bande 1}$	10	10	10
	$Espacement \text{ (cm) Bande 2}$	13	13	13
les armatures Horizontal	$A_H / \text{nappe (cm}^2\text{)}$	7,5	7,5	7,5
	$A_H \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	9,05	9,05	9,05
	$Choix \text{ de la section}$	8HA12	8HA12	8HA12
Armatures transversales	$Espacement \text{ } St \text{ (cm)}$	15	15	15
	$At \text{ adoptées}$	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = \mathbf{5MPa}$ $\tau_b \text{ (MPa)}$	2,62	1,74	0,87
	$\overline{\tau_u} = \mathbf{3.3MPa}$ $\tau_u \text{ (MPa)}$	1,87	1,24	0,62
	$\overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15MPa}$ $\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	7,67	6,04	2,64

❖ **Tableau.IV.3.2.Ferraillage du voile longitudinale(VL2) :**

Zone		VL2ZI	VL2ZII	VL2ZIII
Caractéristiques géométriques	$h_{poutre} (m)$	0,35	0,35	0,35
	$hauteur\ étage (m)$	3,06	3,06	3,06
	$L (m)$	1	1	1
	$e (m)$	0,25	0,25	0,25
	$B (m^2)$	0,25	0,25	0,25
	$h_e(m)$	2,71	2,71	2,71
	$V_u (kN)$	112,68	88,3	48,12
Sollicitation de calcul	$N_{ser} (kN)$	1009,08	778,08	354,52
	$T (kN)$	157,752	123,62	67,368
	$\sigma_{max} (kN/m^2)$	2534,04	2497,57	3986,86
	$\sigma_{min} (kN/m^2)$	6161,51	4293,79	5370,4
	$\sigma_s (kN/m^2)$	400	400	400
	$L_c(m)$	0,29	0,37	0,43
	$L_t(m)$	0,71	0,63	0,57
	$d(m)$	0,19	0,25	0,29
	$d_1(m)$	0,19	0,25	0,285
	$d_2(m)$	0,52	0,38	0,285
armatures verticales	$\sigma_1 (kN/m^2)$	1648,6	1703,77	2685,2
	$N_1 (kN)$	185,5	187,42	286,98
	$N_2 (kN)$	107,16	80,93	95,66
	$A_{v1}/bande (cm^2)$	4,64	4,68	7,17
	$A_{v2}/bande (cm^2)$	2,68	2,023	2,39
	$A_{vj} (cm^2)$	4,34	3,39	1,85
	$A_{vt1}/bande (cm^2)_{Calcul}$	5,72	5,53	7,63
	$A_{vt2}/bande (cm^2)_{Calcul}$	3,76	2,87	2,85
	$A_{min} (cm^2)$	2,38	3,12	3,62
	$A_{v1\ adopté} (cm^2)$	8.04	8.04	8.04
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	$Choix\ de\ A\ (cm^2)\ Bande1$	4HA16	4HA16	4HA16
	$A_{v2\ adopté} (cm^2)$	4.52	4.52	4.52
	$Choix\ de\ A\ (cm^2)\ Bande2$	4HA12	4HA12	4HA12
	$St (cm)$	30	30	30
	Espacement (cm) Bande 1	10	10	10
	Espacement (cm) Bande 2	20	20	20
les armatures Horizontales	$A_H/nappe (cm^2)$	3,75	3,75	3,75
	$A_H\ adopté (cm^2)$	9,05	9,05	9,05
	$Choix\ de\ la\ section$	8HA12	8HA13	8HA14
Armatures transversales	Espacement $St (cm)$	13	13	13
	$At\ adoptées$	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = 5MPa$ $\tau_b(MPa)$	0,7	0,55	0,3
	$\overline{\tau_u} = 3.3MPa$ $\tau_u(MPa)$	0,5	0,39	0,21
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ $\sigma_{bc}(MPa)$	3,63	2,87	1,31

❖ **Tableau.IV.3.3.Ferraillage du voile longitudinal(VLA)**

	Zone	VLAZI	VLAZII	VLAZIII
Caractéristiques géométriques	$h_{poutre} (m)$	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	3,06	3,06	3,06
	$L (m)$	1,75	1,75	1,75
	$e (m)$	0,25	0,25	0,25
	$B (m^2)$	0,4375	0,4375	0,4375
	$h_e(m)$	2,71	2,71	2,71
	$V_u (kN)$	357,73	274,62	113,11
	$N_{ser} (kN)$	706,1	532,88	246,91
Solicitation de calcul	$T (kN)$	500,822	384,468	158,354
	$\sigma_{max} (kN/m^2)$	2225,55	1214,3	3210,94
	$\sigma_{min} (kN/m^2)$	5256,3	2923,95	2473,8
	$\sigma_s (kN/m^2)$	400	400	400
	$L_c(m)$	0,52	0,51	0,99
	$L_i(m)$	1,23	1,24	0,76
	$d(m)$	0,35	0,34	0,66
	$d_1(m)$	0,35	0,34	0,38
	$d_2(m)$	0,88	0,9	0,38
	$\sigma_1 (kN/m^2)$	1495,7	801,73	1236,9
	$N_1 (kN)$	295,4	158,34	176,26
	$N_2 (kN)$	164,63	90,2	58,75
armatures verticales	$A_{v1}/bande (cm^2)$	7,38	3,96	4,41
	$A_{v2}/bande (cm^2)$	4,11	2,25	1,47
	$A_{vj} (cm^2)$	13,77	10,57	4,35
	$A_{v1}/bande (cm^2)_{Calcul}$	10,82	6,6	5,5
	$A_{v2}/bande (cm^2)_{Calcul}$	7,55	4,89	2,56
	$A_{min} (cm^2)$	4,37	4,25	8,25
Ferraillage adopté les armatures verticales	$A_{v1} \text{ adopté } (cm^2)$	16.08	9.05	9.05
	Choix de A (cm ²) Bande1	8HA16	8HA12	8HA12
	$A_{v2} \text{ adopté } (cm^2)$	9.24	6.79	6.79
	Choix de A (cm ²) Bande2	6HA14	6HA12	6HA12
	St (cm)	30	30	30
	Espacement (cm) Bande1	10	10	10
	Espacement (cm) Bande2	23	23	23
les armatures Horizontal	$A_H /nappe (cm^2)$	6,5625	6,5625	6,5625
	$A_H \text{ adopté } (cm^2)$	9,05	9,05	9,05
	Choix de la section	8HA12	8HA12	8HA14
Armatures transversales	Espacement St (cm)	13	13	13
	At adoptées	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = 5MPa$ $\tau_b(MPa)$	1,27	0,98	0,4
	$\overline{\tau_u} = 3.3MPa$ $\tau_u(MPa)$	0,91	0,7	0,28
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ $\sigma_{bc}(MPa)$	1,49	1,14	0,54

❖ **Tableau.VII.3.4 : Ferrailage du voile transversale (VT1) ;**

Zone		VT1ZI	VT1ZII	VT1ZIII
Caractéristiques géométriques	h_{poutre} (m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2	2	2
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.5	0.5	0.5
	h_e (m)	2.66	2.66	2.66
	V_u (kN)	842.43	614.43	307.66
Sollicitation de calcul	N_{ser} (kN)	4698.4	3458.95	1378.9
	T (kN)	1179.402	860.202	430.724
	σ_{max} (kN/m ²)	3704.68	1857.44	3440.94
	σ_{min} (kN/m ²)	6242.35	3385.49	3843.89
	σ_s (kN/m ²)	400	400	400
	L_c (m)	0.74	0.71	0.94
	L_r (m)	1.26	1.29	1.06
	d (m)	0.49	0.47	0.63
	d_1 (m)	0.49	0.47	0.53
	d_2 (m)	0.77	0.82	0.53
	σ_1 (kN/m ²)	2427.58	1233.47	1921.25
	N_1 (kN)	531.033	271.36	381.94
	N_2 (kN)	233.65	126.43	127.28
armatures verticales	$A_{v1}/bande$ (cm ²)	13.28	6.78	9.55
	$A_{v2}/bande$ (cm ²)	5.84	3.16	3.18
	A_{vj} (cm ²)	32.43	23.66	11.84
	$A_{vt1}/bande$ (cm ²) Calcul	21.39	12.69	12.22
	$A_{vt2}/bande$ (cm ²) Calcul	13.95	9.08	6.14
	A_{min} (cm ²)	6.13	5.88	7.88
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A_{v1} adopté (cm ²)	25.13	16.08	12.32
	Choix de A (cm ²) Bande1	8HA20	8HA16	8HA14
	A_{v2} adopté (cm ²)	15.39	11.31	11.31
	Choix de A (cm ²) Bande2	10HA14	10HA12	10HA12
	St (cm)	30	30	30
	Espacement(cm) Bande1	10	10	10
	Espacement(cm) Bande2	20	20	20
les armatures Horizontal	A_H /nappe (cm ²)	7.5	7.5	7.5
	A_H adopté (cm ²)	9.05	9.05	9.05
	Choix de la section	8HA12	8HA12	8HA12
Armatures transversales	Espacement St (cm)	15	15	15
	At adoptées	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = 5MPa$ $\tau_b(MPa)$	2.62	1.91	0.96
	$\overline{\tau_u} = 3.3MPa$ $\tau_u(MPa)$	1.87	1.37	0.69
	$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ $\sigma_{bc}(MPa)$	8.76	6.55	2.65

❖ **Tableau.VII.3.5 : Ferrailage du voile transversale (VT2) ;**

	<i>Zone</i>	<i>VT2ZI</i>	<i>VT2ZII</i>	<i>VT2ZIII</i>
<i>Caractéristiques géométriques</i>	$h_{poutre} \text{ (m)}$	0.40	0.40	0.40
	<i>hauteur étage (m)</i>	3.06	3.06	3.06
	$L \text{ (m)}$	1.8	1.8	1.8
	$e \text{ (m)}$	0.25	0.25	0.25
	$B \text{ (m}^2\text{)}$	0.45	0.45	0.45
	$h_e \text{ (m)}$	2.66	2.66	2.66
<i>Sollicitation de calcul</i>	$V_u \text{ (kN)}$	205.74	152.42	68.41
	$N_{ser} \text{ (kN)}$	896.85	705.73	329.37
	$T \text{ (kN)}$	288.04	213.39	95.77
	$\sigma_{max} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	3227.56	3939.93	4606.3
	$\sigma_{min} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	5383.83	5504.9	6010.24
	$\sigma_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$	400	400	400
	$L_c \text{ (m)}$	0.67	0.75	0.78
	$L_r \text{ (m)}$	1.13	1.05	1.02
	$d \text{ (m)}$	0.45	0.50	0.52
	$d_1 \text{ (m)}$	0.45	0.50	0.51
	$d_2 \text{ (m)}$	0.68	0.55	0.51
	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	2144	2621.38	3005.12
	$N_1 \text{ (kN)}$	423.44	507.89	574.73
	$N_2 \text{ (kN)}$	182.24	180.22	191.58
<i>armatures verticales</i>	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	10.59	12.69	14.37
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	4.56	4.51	4.79
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	7.92	5.87	2.63
	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}_{Calcul}$	12.57	14.16	15.03
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}_{Calcul}$	6.54	5.98	5.45
	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	5.63	6.25	6.5
<i>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</i>	$A_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	25.13	16.08	16.08
	<i>Choix de A (cm²) Bande1</i>	8HA20	8HA16	8HA16
	$A_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	12.32	9.05	9.05
	<i>Choix de A (cm²) Bande2</i>	8HA14	8HA12	8HA12
	$St \text{ (cm)}$	30	30	30
	<i>Espacement(cm) Bande1</i>	10	10	10
	<i>Espacement(cm) Bande2</i>	16	16	16
<i>les armatures Horizontales</i>	$A_H / \text{nappe (cm}^2\text{)}$	6.75	6.75	6.75
	$A_H \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	9.05	9.05	9.05
	<i>Choix de la section</i>	8HA12	8HA12	8HA12
<i>Armatures transversales</i>	<i>Espacement St (cm)</i>	15	15	15
	<i>At adoptées</i>	4HA8	4HA8	4HA8
<i>Vérification des contraintes</i>	$\overline{\tau}_h = 5MPa$ $\tau_b \text{ (MPa)}$	0.71	0.53	0.24
	$\overline{\tau}_u = 3.3MPa$ $\tau_u \text{ (MPa)}$	0.51	0.38	0.17
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ $\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	1.84	1.48	0.69

❖ **Tableau.VII.3.6 : Ferrailage du voile transversale (VTA) ;**

	Zone	VTAZI	VTAZII	VTAZIII
Caractéristiques géométriques	$h_{poutre} \text{ (m)}$	0.4	0.4	0.4
	$hauteur \text{ étage (m)}$	3.06	3.06	3.06
	$L \text{ (m)}$	2.3	2.3	2.3
	$e \text{ (m)}$	0.25	0.25	0.25
	$B \text{ (m}^2\text{)}$	0.58	0.58	0.58
	$h_e \text{ (m)}$	2.66	2.66	2.66
	$V_u \text{ (kN)}$	433.07	315.15	139.65
Sollicitation de calcul	$N_{ser} \text{ (kN)}$	1877.59	1427.35	689.87
	$T \text{ (kN)}$	606.298	441.21	195.51
	$\sigma_{max} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	3853.31	1811.84	3601.08
	$\sigma_{min} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	6681.83	3832.57	5695.63
	$\sigma_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$	400	400	400
	$L_c \text{ (m)}$	0.84	0.74	0.89
	$L_t \text{ (m)}$	1.46	1.56	1.41
	$d \text{ (m)}$	0.56	0.49	0.59
	$d_1 \text{ (m)}$	0.56	0.49	0.59
	$d_2 \text{ (m)}$	0.9	1.07	0.82
armatures verticales	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	2562.89	1203.82	2383.28
	$N_1 \text{ (kN)}$	647.13	308.48	595.82
	$N_2 \text{ (kN)}$	288.33	161.01	244.29
	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	16.18	7.71	14.89
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	7.21	4.03	6.11
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$	16.67	12.13	5.38
	$A_{vt1}/\text{bande (cm}^2\text{)}_{Calcul}$	20.35	10.74	16.24
Ferrailage adopté les armatures verticales	$A_{vt2}/\text{bande (cm}^2\text{)}_{Calcul}$	11.38	7.06	7.46
	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	7	6.13	7.38
	$A_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	24.12	18.47	18.47
	Choix de A (cm²) Bande1	12HA16	12HA14	12HA14
	$A_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	12.32	9.05	9.05
	Choix de A (cm²) Bande2	8HA14	8HA12	8HA12
	$St \text{ (cm)}$	30	30	30
les armatures horizontales	$Espacement \text{ (cm) Bande1}$	10	10	10
	$Espacement \text{ (cm) Bande2}$	21	21	21
	$A_H / \text{nappe (cm}^2\text{)}$	8.7	8.7	8.7
	$A_H \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	9.05	9.05	9.05
	Choix de la section	8HA12	8HA12	8HA12
	$Espacement \text{ St (cm)}$	15	15	15
	$At \text{ adoptées}$	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\overline{\tau_b} = \mathbf{5MPa} \quad \tau_b \text{ (MPa)}$	1.17	0.85	0.38
	$\overline{\tau_u} = \mathbf{3.3MPa} \quad \tau_u \text{ (MPa)}$	0.84	0.61	0.27
	$\overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15MPa} \quad \sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	3.05	2.35	1.14

Introduction:

Un mur plaqué, est un panneau rigide vertical en béton armé encastré à sa base qui prend appui sur les poteaux (appuis simple), qui permet de transmettre les efforts de poussée des terres et toutes surcharges aux poteaux et le diaphragme.

Le mur plaqué n'est pas solidaire de la structure, donc il ne participe pas dans le contreventement.

VIII. Etude mur plaque :

VIII.1) Pré dimensionnement du mur plaque :

Pour le pré dimensionnement du mur plaque, on se réfère aux prescriptions de l'RPA99 modifié en 2003, d'après (*Art 10.1.2 /RPA99modifié 2003*), ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci dessous:

- Une épaisseur minimale de 15cm, on a opté pour une épaisseur de 20cm.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VIII.2) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastrée au niveau de la nervure et simplement appuyé au plancher du RDC.

Un joint de 2,5cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

En effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de longueur de 1m et 20cm et de largeur a l'état d'équilibre au repos.

VIII.3) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10\text{KN/m}^2$;
- Cohésion : $C = 0$;
- Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$;
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$;
- Obliquité nulle de la force de poussée : $\delta = 0$;
- La contrainte admissible de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$;
- Angle de la surface du remblai horizontal : $\beta = 0$;
- La paroi de mur est verticale: $\lambda = 0$;

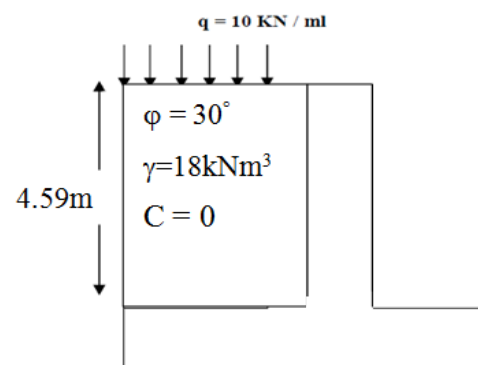


Figure VIII.1: Schéma Statique du mur plaque.

VIII.4) Détermination des sollicitations :

Condition d'application de la méthode de Rankine :

- le sol est horizontal ;
- paroi verticale ;
- pas de frottement sol-mur ;

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de **RANKINE** est applicable pour la détermination des contraintes qui 'exercent sur la face du mur au repos qui sont :

Avec :

σ_H : contrainte horizontale ;

σ_V : contrainte verticale ;

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

$$\sigma_V = (q + \gamma \cdot h) \text{ Avec : } 0m < h < H=4.59m$$

Notre Sol est pulvérulent donc la Relation de Jacky est applicable:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,50$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos ;

φ : Angle de frottement interne ;

VIII.5) Calcul des contraintes Horizontales et Verticales :

a) Calcul à l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \Rightarrow \begin{cases} h = 0m & \Rightarrow \sigma_h = 7.50 \text{ kN/m}^2 \\ h = 4.59m & \Rightarrow \sigma_h = 63.27 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

b) Calcul à l'ELS :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \Rightarrow \begin{cases} h = 0m & \Rightarrow \sigma_h = 5 \text{ kN/m}^2 \\ h = 4.59m & \Rightarrow \sigma_h = 46.31 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

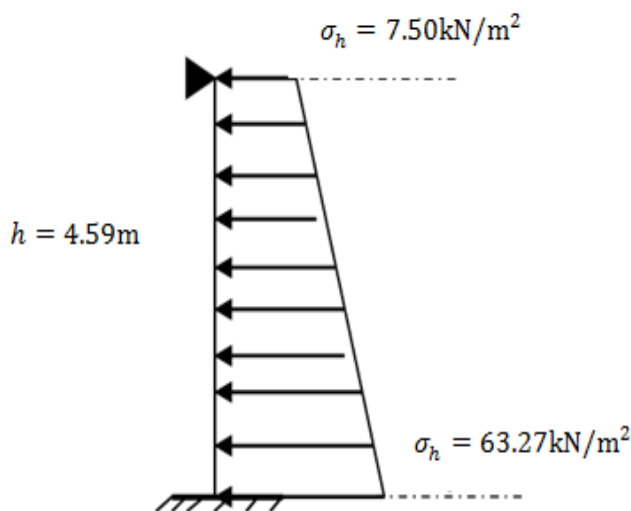


Figure VIII.2.a:

Diagramme des contraintes à l'ELU.

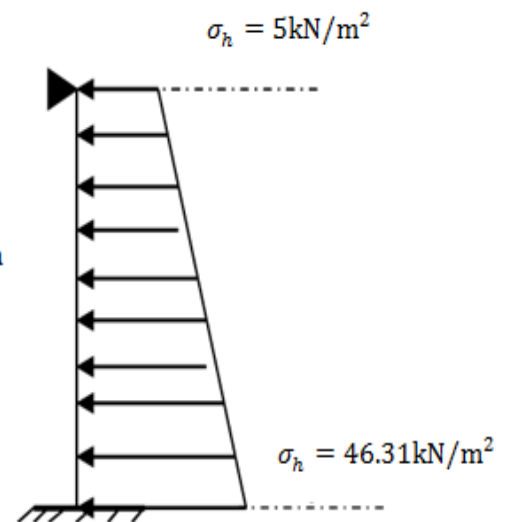


Figure VIII.2.b:

Diagramme des contraintes à l'ELS.

c) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :

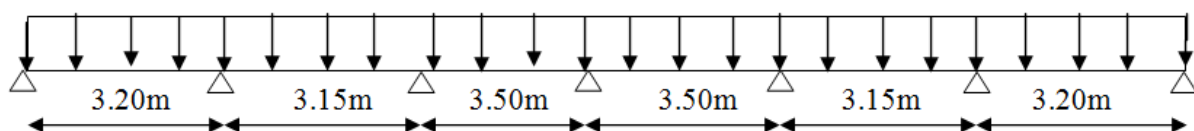
❖ Calcul à l'ELU :

$$P_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 63.27 + 7.5}{4} \times 1m = 49.33 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELS :

$$P_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 46.31 + 5}{4} \times 1m = 35.98 \text{ kN/ml}$$

❖ Schéma statique :



VIII.6) Détermination des moments de flexion:

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire ; dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés : $\begin{cases} 0.30 \Rightarrow \text{Appui de rive} \\ 0.50 \Rightarrow \text{Autre appui} \end{cases}$

❖ Identification de Panneaux (3.50x4.59) :

$$L_x < L_y \begin{cases} L_x = 3.50m \\ L_y = 4.59m \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4.59} = 0.76$$

$$\Rightarrow 0.4 < \rho = 0.76 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

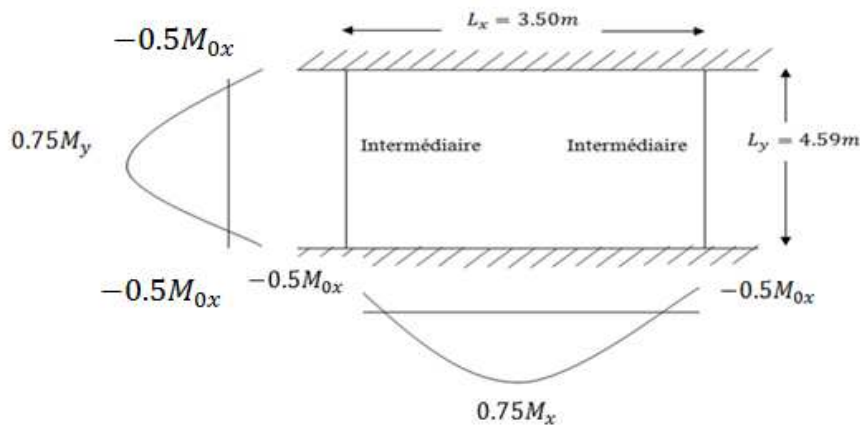


Figure VIII.3: Schéma du panneau de dalle.

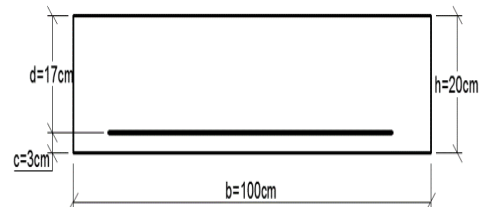
❖ Tableau. VIII.1 : Récapitulatifs des moments fléchissant ;

Panneau		ELU	ELS
Longueur	$L_x (m)$	3.50	
	$L_y (m)$	4.59	
Moment Isostatique	$\rho = L_x / L_y$	0.76	
	μ_x	0.0610	0.0674
	μ_y	0.525	0.657
	$q (KN/m^2)$	49.33	35.98
	$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 (KN.m)$	36.86	29.71
	$M_{0y} = \mu_y q l_y^2 (KN.m)$	19.35	19.52
Correction Moments Isostatique	Petit Portée (x-x)		
	Travée	$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$	27.65 22.28
	Appuis	$M_{ax} = -0.5 M_{0x}$	-18.43 -14.86
	Grande portée (y-y)		
	Travée	$M_{ty} = 0.75 M_{0y}$	14.51 14.64
	Appuis	$M_{ay} = -0.5 M_{0y}$	-18.43 -14.86

VIII.7) Calcul des armatures :**a) Détermination des armatures Verticale:**

$$h = 20\text{cm} ; \quad d = 17\text{cm} ; \quad b = 100\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad A_S = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

❖ **Tableau. VIII.2 : Calcul du ferrailage du voile plaque à l'ELU;**

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	$A_{min} (cm^2)$		$A_{v \text{ calcul}} (cm^2)$	$A_{v \text{ Adopte}} (cm^2)$	$A_{v \text{ Adopte}}$	ESP (cm)
						RPA	BAEL				
X-X	Travée	27.65	0.068	SSA	0.965	3	2.1	4.84	7.92	7HA12	20
	Appuis	18.43	0.044	SSA	0.978	3	2.1	3.19	5.65	5HA12	20
Y-Y	Travée	14.51	0.036	SSA	0.982	3	2.1	2.49	7.92	7HA12	20
	Appuis	18.43	0.044	SSA	0.978	3	2.1	3.18	5.65	5HA12	20

b) Armature Horizontales :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 5HA10/ml = 3.93\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Avec } ESP = 20\text{cm}.$$

c) Recommandations pour le ferrailage :

- Les armatures sont constituées de deux nappes :
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.
- Section minimale :

Selon (BAEL .Art. A.4.2), condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23xbxd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.1\text{cm}^2.$$

Selon (RPA99/2003), la section minimale d'armature Verticale et horizontale est de 0,15%B $\Rightarrow A_{min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3\text{cm}^2$

VIII.8) Vérification à l'ELS :**a) L'état limite de compression du béton et de l'acier : (BAEL91 Art B.A.4.5.2)**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} ; \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63\text{MPa}$$

η : Coefficient de fissuration $\Rightarrow \eta = 1.6$

❖ **Tableau. VIII.3: Résultats des vérifications des contraintes dans le béton et l'acier ;**

Sens	Zone	$A_{v \text{ Adopte}} (cm^2)$	$M_s (KN.m)$	ρ	β	K_1	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} (MPa)$		$\sigma_{bt} \leq \overline{\sigma}_{bt}$	
							σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	7.92	22.28	0.461	0.897	33.54	184.48	201.63	5.5	15
	Appuis	5.65	14.86	0.332	0.910	40.56	170.01	201.63	4.2	15
Y-Y	Travée	7.92	14.64	0.461	0.897	33.54	121.22	201.63	3.6	15
	Appuis	5.65	14.86	0.332	0.910	40.56	170.01	201.63	4.2	15

b) Vérification de la flèche: (BAEL 91 V99 Art B.6.5.1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

On doit vérifier les conditions suivantes : $\left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \right\}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22.28}{10 \times 29.71} = 0.075 \longrightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{7.92}{100 \times 17} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

$$h : \text{épaisseur du mur Plaque} \Rightarrow h = 20\text{cm}$$

$$L : \text{largeur de la section étudiée} \Rightarrow L = b = 100\text{cm}$$

$$M_0 : \text{Moment max de la travée isostatique à l'ELS. } M_0 = q_s x \frac{l^2}{8} = 35.98 x \frac{4.59^2}{8} = 94.75 \text{KN.m}$$

$$A : \text{Section d'armature} \Rightarrow A = 7.92\text{cm}^2$$

$$d : \text{hauteur utile de la section étudiée} \Rightarrow d = 17\text{cm}$$

☞ Tous les Conditions de la flèche sont vérifiées donc on n'a pas besoin de la calculer.

Introduction:

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

IX. Etude de l'infrastructure:

IX.1) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les résultats du rapport du sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes $\begin{cases} ELU \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm Q \end{cases}$ (*Article 10.1.4.1 du RPA 2003*).

IX.1.1) Semelles isolés:

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante : $B \geq \sqrt{\frac{N_{s\max}}{\sigma_{sol}}}$

Avec :

$N_{s\max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel *ETABS*)

$N_{s\max} = 1466.61 \text{ KN}$

S : Surface d'appui de la semelle ($S=A \times B$).

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_{s\max}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1466.61}{200}} = 2.71 \text{ m}.$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

IX.1.2) Semelles filantes:

$$\frac{N}{S} = \sigma_{sol} \Rightarrow S = \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ Avec } \begin{cases} \sigma_{sol} : \text{Contrainte du sol.} \\ N : \text{Effort normal appliqué sur la fondation.} \\ S : \text{Surface de la fondation.} \end{cases}$$

La surface totale de la semelle (S) ne doit pas dépasser 50% de la surface d'emprise du bâtiment (S_t).

❖ **Tableau. IX.1 :** Efforts tranchants transmit des poteaux aux fondations ;

Poteaux	N (KN)	Poteaux	N (KN)
N_{1A}	1111.36	N_{4A}	1065
N_{1B}	1028.58	N_{4B}	676.8
N_{1C}	1179.61	N_{4C}	1219.89
N_{1D}	1175.06	N_{4D}	712.22
N_{1E}	1172.05	N_{4E}	789.88
N_{1F}	1023.23	N_{4F}	658.34
N_{1G}	1150.02	N_{4G}	1115.06
N_{2A}	568.06	N_{5A}	130.34
N_{2B}	1396.28	N_{5B}	1409.09
N_{2C}	830.69	N_{5C}	1245.09
N_{2D}	1466.61	N_{5D}	892.9
N_{2E}	591.59	N_{5E}	770.68
N_{2F}	1417.28	N_{5F}	1380.39
N_{2G}	581.63	N_{5G}	132.14
N_{3A}	581.62	N_{6A}	72.81
N_{3B}	1043.75	N_{6B}	1196.5
N_{3C}	1057.3	N_{6C}	1141.5
N_{3D}	758.22	N_{6D}	1429.11
N_{3E}	821.88	N_{6E}	1210.05
N_{3F}	1019.98	N_{6F}	1224.35
N_{3G}	586.06	$N_{6G'}$	72.72
Σ		38105.9	

❖ **Tableau. IX.2:** Efforts tranchants transmit des viols aux fondations ;

Voile	N (KN)	Voile	N (KN)
VL1	1396.3	VT2	1150.2
VL2	1417.3	VT3	1065
VL3	1219.89	VT4	1115.06
VL4	789.88	VT5	1245.09
VL5	1409.1	VT6	1196.61
VL6	1380.4	VT7	1224.35
VLA	1466.61	VTAI	1466.61
VT1	1111.36	VTI2	802.26
Σ	19456.05		

$$S = \frac{N}{\sigma} = \frac{57561.95}{200} = 287.81 \text{ m}^2$$

$$50\% \times S_t = 0.5 \times 364.82 = 182.4 \text{ m}^2$$

$$S < 50\%S_t$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on opte pour un radier général comme type de fondation sous l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- ✓ La réduction des tassements différentiels;
- ✓ La facilité d'exécution.

IX.1.3) Radier général:

IX.1.3.1) Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

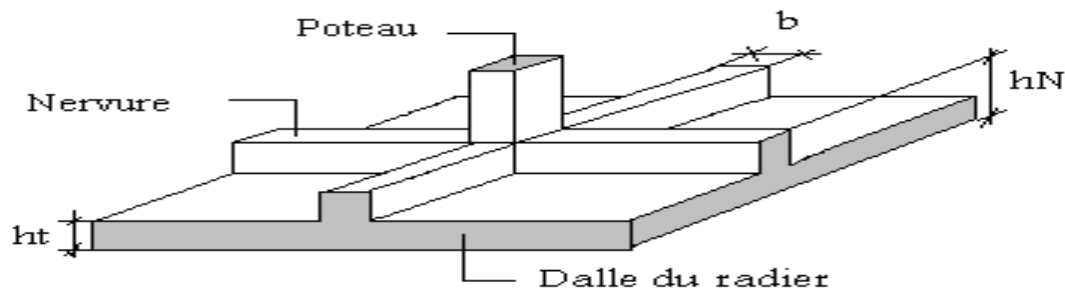


Figure XI.1: Représentation du radier.

IX.1.3.2) Pré-dimensionnement du radier:

❖ Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25 \text{ cm}$)

❖ Condition forfaitaire :

La hauteur de la nervure du radier doit satisfaire la condition suivante:

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}.$$

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 22.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

❖ Condition de rigidité (condition de longueur d'élasticité) :

a) Hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{\max} : la plus grande portée. $L_{\max} = 4.50 \text{ m}$

E : module de déformation longitudinale déformée. $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ Mpa}$

K : module de raideur du sol pour un sol moyen. $K = 40 \text{ Mpa}$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.50}{3.14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.9 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } h_n = 95 \text{ cm}$$

b) La largeur de la nervure :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 95 \leq b_n \leq 0.7 \times 95 \quad \Rightarrow \quad 38 \leq b_n \leq 66 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend $b_n = 50 \text{ cm}$

c) Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{df} \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{450}{50} \leq h_{df} \leq \frac{450}{40} \Rightarrow 9 \leq h_{df} \leq 11.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } h_{df} = 10 \text{ cm}.$$

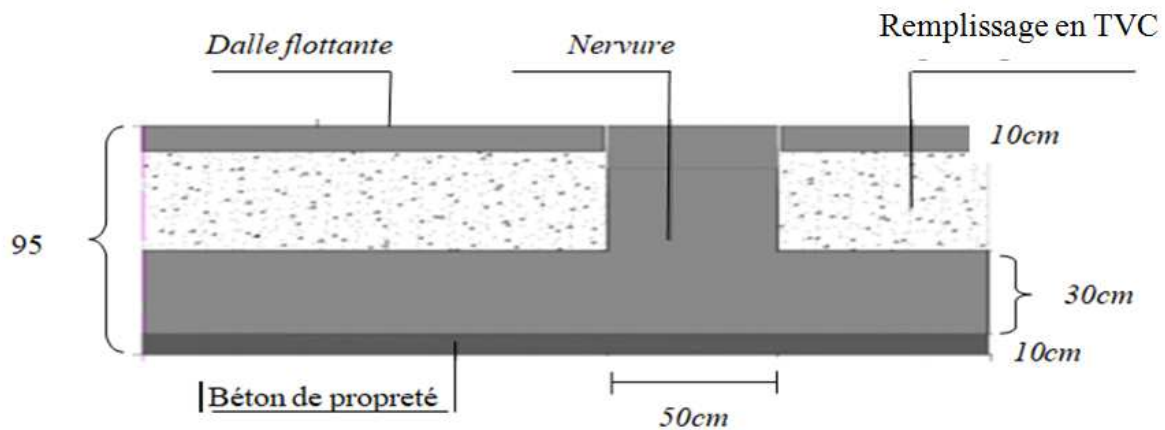


Figure XI.2: Coupe verticale du radier.

IX.1.3.3) Détermination de la surface nécessaire au radier:

☞ **ELU :** $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}}$

☞ **ELS:** $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$

Les valeurs de G et Q sont extrait du logiciel **ETABS** on suivant les étapes qui suivent :

Sélectionner la base de la structure \Rightarrow **display** \Rightarrow **show tables** \Rightarrow **building outeput**
 \Rightarrow **storry shears** \Rightarrow choisir la combinaison (G ou Q).

$G = 28069.83 \text{ KN}$ et $Q = 4694.6 \text{ KN}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 28069.83 + 1.5 \times 4694.6 = \mathbf{44936.2 \text{ KN/ml}}$

$N_s = G + Q = 28069.83 + 4694.6 = \mathbf{32764.43 \text{ KN/ml}}$

$$S_{radier} \geq \frac{44936.2}{1.33 \times 200} = 168.93 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} \geq \frac{32764.43}{200} = 163.82 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max\{S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}\} = \max\{168.93; 163.82\} = 168.93 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 364.82 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas la surface du radier est égale a la surface du bâtiment plus la surface du débord ($L_{débord}$) qui est calcule comme suit :

$$L_{débord} \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30\right\} = \max\{47.5; 30\} = 47.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_{débord} = 50 \text{ cm.}$$

La surface totale du radier devient alors :

$$S_{radier} = S_{batisse} + S_{débord} = 364.82 + 38.25 = \mathbf{403.07 \text{ m}^2}$$

IX.1.3.4) Détermination des efforts à la base du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottant}} = P_{\text{béton de propreté}}$$

$$\rightarrow S_n = l b_n n + L b_n n - b_n^2 n_{\text{pot}} = 18.15 \times 0.5 \times 7 + 20.1 \times 0.5 \times 6 - 0.5^2 \times 6 \times 7$$

$$\rightarrow S_n = 113.325 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow S_{\text{TVC}} = S_{\text{df}} = S_{\text{rad}} - S_n = 403.07 - 113.325 = 289.7 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \varphi h_d = 403.07 \times 25 \times 0.3 = 3023.025 \text{ KN}$$

$$P_n = S_n \varphi h_n = 113.325 \times 25 \times 0.55 = 1558.22 \text{ KN}$$

$$P_{\text{df}} = S_n \varphi h_d = 113.325 \times 25 \times 0.1 = 724.4 \text{ KN}$$

$$P_{\text{TVC}} = S_{\text{TVO}} \varphi h_{\text{TVO}} = 289.7 \times 17 \times 0.45 = 2216.21 \text{ KN}$$

$$P_{\text{bp}} = S_{\text{bp}} \varphi h_{\text{bp}} = 403.07 \times 18 \times 0.1 = 725.53 \text{ KN}$$

$$P_{\text{radier}} = 3023.025 + 1558.22 + 724.4 + 2216.21 + 725.53 = 8247.4 \text{ KN}$$

IX.1.3.5) Calcule des sollicitations à la base du radier :**❖ Charge permanente :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{Etabs}} + G_{\text{calcul}} = 28069.83 + 8247.4 = \mathbf{36317.21 \text{ KN}}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{Etabs}} + Q_{\text{calcul}}$$

$$Q_{\text{calcul}} = Q_{\text{base}} \cdot S_{\text{radier}} = 3.5 \times 403.07 = 1410.7 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 4694.6 + 1410.7 = \mathbf{6105.3 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow \text{A L'ELU : } N_u = 1.35 G_{\text{tot}} + 1.5 Q_{\text{tot}} = 58186.18 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{A L'ELS : } N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 42422.51 \text{ KN}$$

IX.1.3.6) Vérification du radier:**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 d_b} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\} = \min\{2.5; 4 \text{ Mpa}\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$T_{u \max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} = \frac{4.5}{2} \times \frac{58186.18}{403.07} = 324.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 d} = \frac{324.8}{1 \times 0.27} = 1202.96 \text{ KN/m}^2 = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.2 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Un effort normal (**N**)
- ✓ Un effort de renversement (**M**)

❖ *Calcul du centre de gravite du radier :*

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(20.1 \times 18.15) \frac{20.1}{2}}{20.1 \times 18.15} = 10.05m.$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(20.1 \times 18.15) \frac{18.15}{2}}{20.1 \times 18.15} = 9.075m.$$

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{20.1 \times 18.15^3}{12} = 10014.8m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{b h^3}{12} = \frac{18.15 \times 20.1^3}{12} = 12282.41m^4.$$

❖ *Calcul des moments :*

$$M = M_0 + T_0 h$$

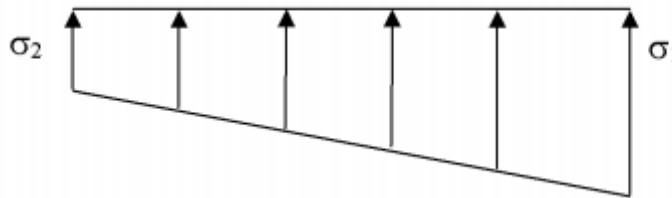
Avec : M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



$$M_{0x} = 26970.254KN.m$$

$$\text{Et } T_{0x} = 126.98KN$$

Figure XI.3: Diagramme des contraintes.

$$M_{0y} = 24651.194KN.m \quad \text{Et } T_{0y} = 126.98KN$$

$$\{ M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h = 26970.254 + 126.98 \times 0.95 = 27090.89KN.m$$

$$\{ M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h = 24651.194 + 126.98 \times 0.95 = 24771.83KN.m$$

➤ *Sens transversal :*

$$ELU \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + Y_G \frac{M_x}{I_{xx}} = \frac{58186.18}{403.07} + \frac{27090.89}{10014.8} \times 9.075 = 168.91KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - Y_G \frac{M_x}{I_{xx}} = \frac{58186.18}{403.07} - \frac{27090.89}{10014.8} \times 9.075 = 119.81KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 168.91 + 119.81}{4} = 156.64KN/m^2 \leq 200KN/m^2.$$

$$ELS \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + Y_G \frac{M_x}{I_{xx}} = \frac{42422.51}{403.07} + \frac{27090.89}{10014.8} \times 9.075 = 129.79KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - Y_G \frac{M_x}{I_{xx}} = \frac{42422.51}{403.07} - \frac{27090.89}{10014.8} \times 9.075 = 80.69KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 129.79 + 80.69}{4} = 117.52KN/m^2 \leq 200KN/m^2.$$

➤ *Sens longitudinale :*

$$ELU \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + X_G \frac{M_y}{I_{yy}} = \frac{58186.18}{403.07} + \frac{24771.83}{12282.41} \times 10.05 = 164.63KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - X_G \frac{M_y}{I_{yy}} = \frac{58186.18}{403.07} - \frac{24771.83}{12282.41} \times 10.05 = 124.09KN/m^2 \leq 200KN/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 164.63 + 124.09}{4} = 154.49 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$ELS \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + X_G \frac{M_y}{I_{yy}} = \frac{42422.51}{403.07} + \frac{24771.83}{12282.41} \times 10.05 = 125.52 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - X_G \frac{M_y}{I_{yy}} = \frac{42422.51}{403.07} - \frac{24771.83}{12282.41} \times 10.05 = 84.98 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 125.52 + 84.98}{4} = 115.39 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **Tableau. IX.3: Vérification de la condition de résistance;**

Contraintes (KN/m ²)		ELU			σ_{Sol} (KN/m ²)	ELS			σ_{Sol} (KN/m ²)
		σ_{max}	σ_{min}	σ_m		σ_{max}	σ_{min}	σ_m	
Sens	X-X	164.63	124.09	154.49	266	125.52	84.98	115.39	200
	Y-Y	168.91	119.81	156.64	266	129.79	80.69	117.52	200

☞ En remarque que dans tous les cas la condition de résistance est vérifiée $\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol}$

c) Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $P \geq \alpha \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$

Avec :

P : Poids total à la base du radier : $P = G_{superstructure} + G_{radier} = 36317.21 \text{ KN}$.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1.5$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

S : Surface du radier ($S = 403.07 \text{ m}^2$).

Donc : $P = 36317.21 \text{ KN} > 1.5 \times 0.95 \times 403.07 \times 10 = 5743.7 \text{ KN}$.

☞ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

d) Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 révisées 99) :

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit : $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité ;

μ_u : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

h : Epaisseur totale de la dalle ;

b : On considère une bonde de 1ml du voile ;

❖ **Calcul du périmètre utile :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h).$$

$$\text{Poteaux : } \mu_c = 2(0.4 + 0.4 + 2 \times 0.95) = 5.4 \text{ m}$$

$$\text{Voile : } \mu_c = 2(0.25 + 1 + 2 \times 0.95) = 6.3 \text{ m}$$

❖ *Vérification pour les poteaux :*

$$N_u = 1466.61 \text{ KN} \Rightarrow N_u \leq \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.95 \times 25000}{1.5} = 3847.5 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ *Vérification pour les Voiles :*

$$N_u = 1466.61 \text{ KN} \Rightarrow N_u \leq \frac{0.045 \times 6.3 \times 0.95 \times 25000}{1.5} = 4488.75 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IX.2) Ferrailage du radier :**IX.2.1) Dalle du radier:**

Pour le calcul du ferrailage on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91 révisées 99**.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotes et chargées par la contrainte du sol. Afin de simplifier le calcul on prend le panneau du radier le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

a) Identification du panneau :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $L_x = 3.50 \text{ m}$; $L_y = 3.93 \text{ m}$

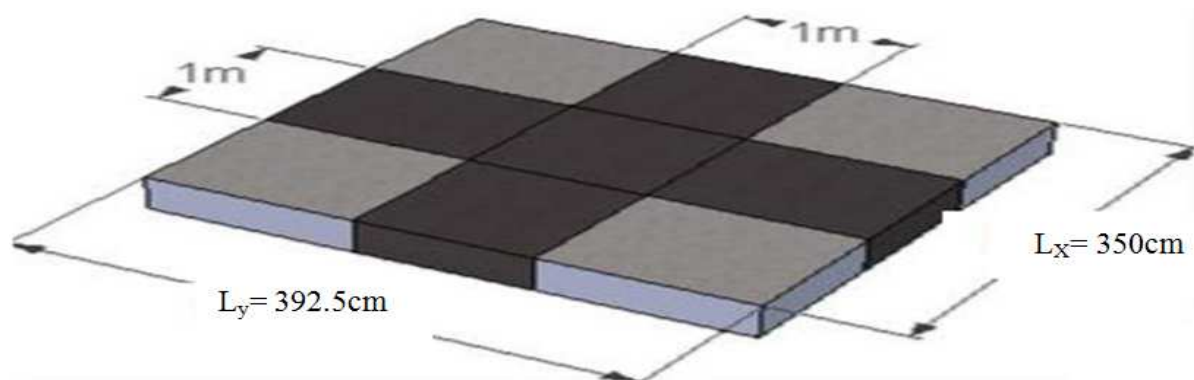


Figure XI.3: Le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{3.93} = 0.89 \quad \Rightarrow \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\Rightarrow \text{ELU : } q_m^u = \sigma_m^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 156.64 - \frac{8247.4}{403.07} = 136.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELS : } q_m^s = \sigma_m^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 117.52 - \frac{8247.4}{403.07} = 97.06 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul a' L ELU :

$$q_m^u = 136.18 \text{ KN/m}^2; \quad \rho = 0.89 \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

c) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0468 \times 136.18 \times 3.5^2 = 78.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.759 \times 78.07 = 59.26 \text{ KN.m}$$

✎ **Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

➤ Moment en travée : $M_{tx} = 0,75M_{0x}$; $M_{ty} = 0,75M_{0y}$

➤ Moment sur appuis : $M_{ax} = 0,5M_{0x}$; $M_{ay} = 0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

➤ Moment en travée : $M_{tx} = 0,85M_{0x}$; $M_{ty} = 0,85M_{0y}$

➤ Moment sur appuis de rive : $M_{ax} = 0,3M_{0x}$; $M_{ay} = 0,3M_{0y}$

➤ Moment sur appuis intermédiaire : $M_{ax} = 0,5M_{0x}$; $M_{ay} = 0,5M_{0y}$

❖ **Ferraillage dans le sens X-X :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 78.07 = -39.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39.04 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.038 \leq 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.038 \quad \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{39.04 \times 10^2}{0.981 \times 27 \times 34.8} = 4.24 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA12/ml = 4.52 cm²/ml** avec un espacement de **15cm**

➤ **En travée:**

$$M_t = 0.75M_x = 0,75 \times 78.07 = 58.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{58.55 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.056 \leq 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.056 \quad \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \frac{58.55 \times 10^2}{0.971 \times 27 \times 34.8} = 6.42 \text{ cm}^2.$$

Soit **6HA12/ml = 6.79 cm²/ml** avec un espacement de **15cm**

❖ **Ferraillage dans le sens Y-Y :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,50 \times 59.26 = -29.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.63 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.028 \leq 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.028 \quad \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{29.63 \times 10^2}{0.986 \times 27 \times 34.8} = 3.19 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA12/ml = 4.52 cm²/ml** avec un espacement de **15cm**

➤ **En travée:**

$$M_t = 0.75M_y = 0,75 \times 59.26 = 44.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{44.45 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.042 \leq 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.042 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.979$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \frac{44.45 \times 10^2}{0.979 \times 27 \times 34.8} = 4.83 \text{ cm}^2.$$

Soit **6HA12/ml** = **6.79 cm²/ml** avec un espacement de **15 cm**

❖ **Tableau. IX.4: Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier ;**

	Sens	Zone	M(KN.m)	μ	β	A Calculé (cm ²)	A Adopté (cm ²)	St (cm)
ELU	X-X	En appui	39.04	0.038	0.981	4.24	4.52	4HA12
		En travée	58.55	0.056	0.971	6.42	6.79	6HA12
	Y-Y	En appui	29.63	0.028	0.986	3.19	4.52	4HA12
		En travée	44.45	0.042	0.979	4.83	6.79	6HA12

✎ **Remarque :**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

IX.2.1.1) Vérification à l'ELU:

a) **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art. B.7.4) :**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{S} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right].$$

Avec : A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton. $S = b \times h$

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 pour $F_e E400$.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x.

$$A_{\min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh.$$

$$A_{\min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.89] 100 \times 30 = 2.53 \text{ cm}^2.$$

➤ **En travée** $A_{\min} = 2.53 < A_t = 6.79 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **En appui** $A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2 < A_a = 4.52 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) **Espacement (Art A.8.2.42 /BAEL91 modifié 99):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Direction la plus sollicitée (sens x-x) : $S_t < \min (3h, 33\text{cm}) = \min (90, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Direction la moins sollicitée (sens y-y) : $S_t < \min (4h, 45\text{cm}) = \min (120, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

$S_t = 15\text{cm} \leq 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art.5.2.2) :

$$\tau = \frac{V_{\max}^u}{b.d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

➤ Sens X-X :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{1873.16}{3 \times 3.93} = 158.88 \text{ KN} ; P = q_u \times l_x \times l_y = 136.18 \times 3.50 \times 3.93 = 1873.16 \text{ KN}$$

➤ Sens Y-Y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{1873.16}{2 \times 3.93 + 3.50} = 164.89 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \tau = \frac{V_{\max}^u}{b.d} = \frac{164.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.61 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IX.2.1.2) Vérification à l'ELS:

$$q_m^S = 97.06 \text{ KN/m}^2; \quad \rho = 0.89 \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.832 \end{cases}$$

a) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0539 \times 97.06 \times 3.5^2 = 64.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.832 \times 64.09 = 53.32 \text{ KN.m}$$

❖ Dans le sens X-X :

➤ Aux appuis : $M_{\text{app}} = -0.5 M_x = -0.50 \times 64.09 = -32.05 \text{ KN.m}$

➤ En travée : $M_t = 0.75 M_x = 0.75 \times 64.09 = 48.07 \text{ KN.m}$

❖ Dans le sens Y-Y :

➤ Aux appuis : $M_{\text{app}} = -0.5 M_y = -0.50 \times 53.32 = -26.66 \text{ KN.m}$

➤ En travée : $M_t = 0.75 M_y = 0.75 \times 53.32 = 39.99 \text{ KN.m}$

b) L'état limite de compression du béton et de l'acier :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (BAEL91 Art B.A.4.5.2)

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1.d.A_0} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

❖ Tableau. IX.5: Vérification de la contrainte de compression dans le béton et de l'acier ;

	Sens	Zone	M (KN.m)	ρ	β	K_1	$\sigma_{st} \leq 348$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq 15$ (MPa)	OBS
ELS	X-X	En appui	32.05	0.169	0.933	59.63	281.48	4.72	Condition vérifiée
		En travée	48.07	0.253	0.920	47.50	285	6	Condition vérifiée
	Y-Y	En appui	26.66	0.169	0.933	59.63	234.14	3.93	Condition vérifiée
		En travée	39.99	0.253	0.920	47.50	237.09	4.99	Condition vérifiée

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

IX.2.2) Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

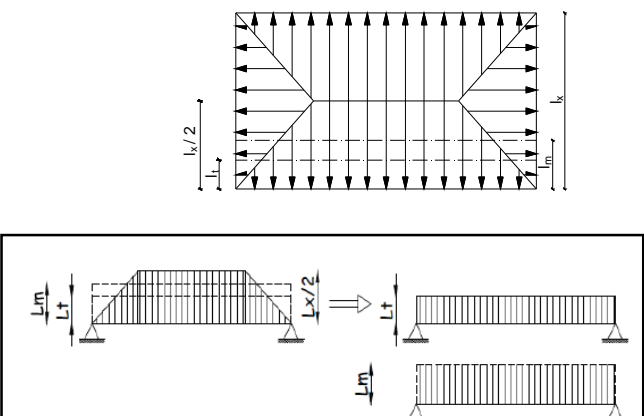
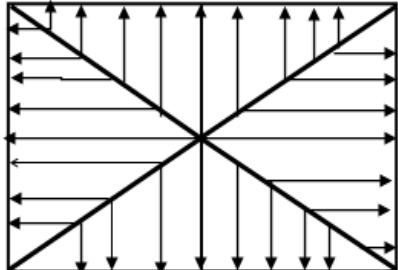
a) *Chargement simplifié admis :*

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrees à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

✎ *Remarque :*

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

b) Détermination des charges :

$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = \sigma_m^{\text{ELU}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 156.64 - \frac{8247.4}{403.07} = 136.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = \sigma_m^{\text{ELS}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 117.52 - \frac{8247.4}{403.07} = 97.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3.5 \left(0.5 - \frac{0.89}{4} \right) = 0.97 \text{ m} \\ L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3.5 \left(0.5 - \frac{0.89^2}{6} \right) = 1.29 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{ELU} : \begin{aligned} q_m^u &= q_u \times L_m = 136.18 \times 1.29 = 175.67 \text{ KN/ml} \\ q_T^u &= q_u \times L_t = 136.18 \times 0.97 = 132.09 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : \begin{aligned} q_m^s &= q_s \times L_m = 97.06 \times 1.29 = 125.21 \text{ KN/ml} \\ q_T^s &= q_s \times L_t = 97.06 \times 0.97 = 94.15 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

❖ **Tableau. IX.6: Détermination des charges uniformes (simplifiées) (sens longitudinal).**

										Moment				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	chargement	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
A-B	1	3,2	4,1	0,78	Trapézoïdale	1,28	0,98	136,18	97,06	173,65	338,65	94,69	241,36	132,86	257,78	94,69	183,73
	2	3,2	3,75	0,85	Trapézoïdale	1,21	0,92	136,18	97,06	165,00		89,04		124,92		89,04	
B-C	1	3,15	4,1	0,76	Trapézoïdale	1,27	0,97	136,18	97,06	172,28	336,32	94,15	239,71	132,09	256,49	94,15	182,81
	2	3,15	3,75	0,84	Trapézoïdale	1,20	0,91	136,18	97,06	164,04		88,66		124,40		88,66	
C-D	1	3,5	4,1	0,85	Trapézoïdale	1,32	1,00	136,18	97,06	180,43	349,54	97,36	249,13	136,60	263,70	97,36	187,95
	2	3,5	3,75	0,93	Trapézoïdale	1,24	0,93	136,18	97,06	169,12		90,59		127,10		90,59	
D-E	1	3,5	4,1	0,85	Trapézoïdale	1,32	1,00	136,18	97,06	180,43	349,54	97,36	249,13	136,60	263,70	97,36	187,95
	2	3,5	3,75	0,93	Trapézoïdale	1,24	0,93	136,18	97,06	169,12		90,59		127,10		90,59	
E-F	1	3,15	4,1	0,76	Trapézoïdale	1,27	0,97	136,18	97,06	172,28	336,32	94,15	239,71	132,09	256,49	94,15	182,81
	2	3,15	3,75	0,84	Trapézoïdale	1,20	0,91	136,18	97,06	164,04		88,66		124,40		88,66	
F-G	1	3,2	4,1	0,78	Trapézoïdale	1,28	0,98	136,18	97,06	173,65	338,65	94,69	241,36	132,86	257,78	94,69	183,73
	2	3,2	3,75	0,85	Trapézoïdale	1,21	0,92	136,18	97,06	165,00		89,04		124,92		89,04	

❖ **Tableau. IX.7: Détermination des charges uniformes (simplifiées) (sens transversal).**

										Moment				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	chargement	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	3,5	4,10	0,85	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72	317,44	113,12	226,25	119,16	238,32	84,93	169,86
	2	3,5	4,10	0,85	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72		113,12		119,16		84,93	
2-3	1	3,5	3,75	0,93	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72	317,44	113,12	226,25	119,16	238,32	84,93	169,86
	2	3,5	3,75	0,93	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72		113,12		119,16		84,93	
3-4	1	3,5	4	0,87	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72	317,44	113,12	226,25	119,16	238,32	84,93	169,86
	2	3,5	4	0,87	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72		113,12		119,16		84,93	
4-5	1	1,8	3,5	0,51	trapézoïdale	0,82	0,67	136,18	97,06	111,76	223,51	79,65	159,31	91,05	182,09	64,89	129,78
	2	1,8	3,5	0,51	trapézoïdale	0,82	0,67	136,18	97,06	111,76		79,65		91,05		64,89	
5-6	1	3,5	4,5	0,78	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72	317,44	113,12	226,25	119,16	238,32	84,93	169,86
	2	3,5	4,5	0,78	Triangulaire	1,17	0,88	136,18	97,06	158,72		113,12		119,16		84,93	

c) Détermination des sollicitations :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$h=95\text{cm}$; $b=50\text{cm}$; $c=3\text{cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

➤ Sens X-X :

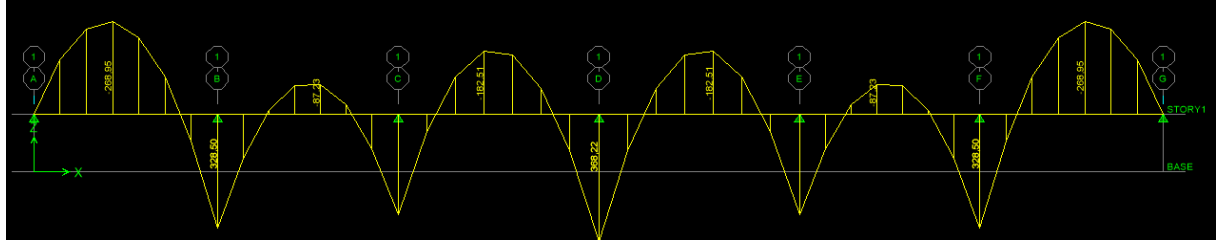


Figure XI.4: Diagrammes des moments fléchissant à ELU dans le sens X-X ;

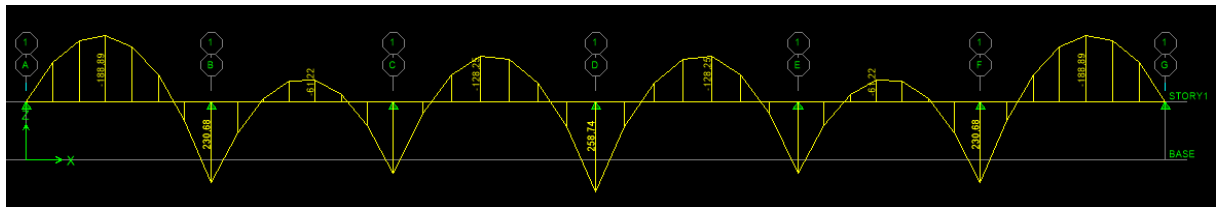


Figure XI.5: Diagrammes des moments fléchissant à ELS dans le sens X-X ;

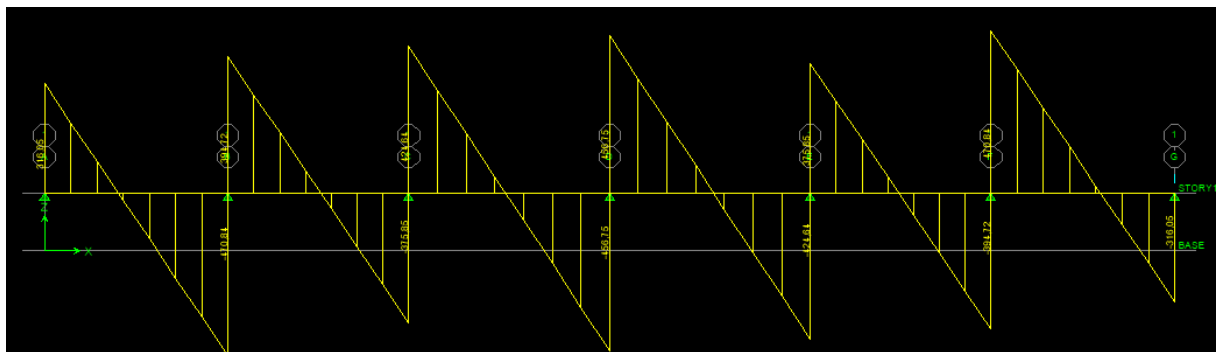


Figure XI.6: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X ;

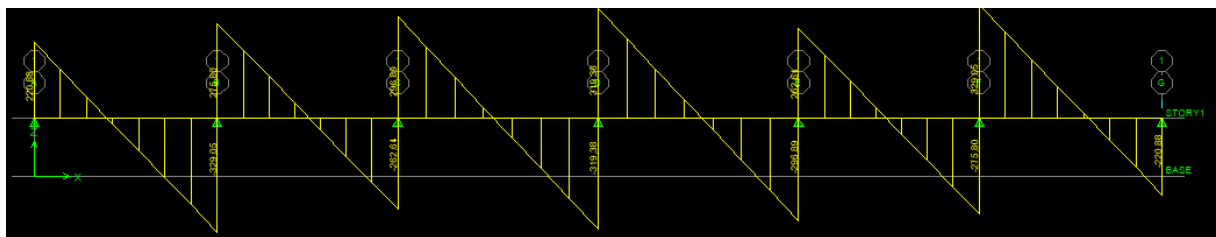


Figure XI.7: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS dans le sens X-X ;

➤ Sens Y-Y :

❖ ELS: $q_s = 97.06\text{KN/m}^2$

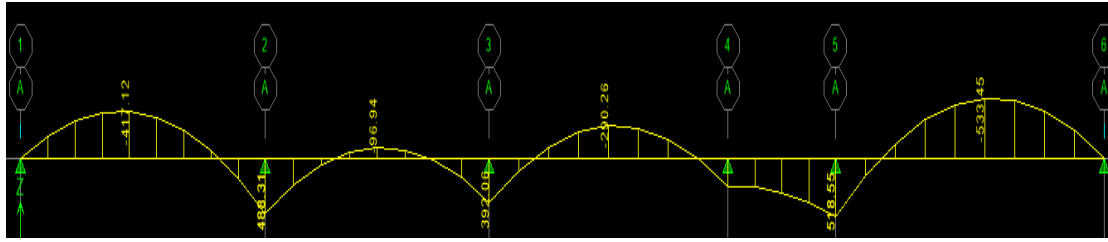


Figure XI.8: Diagrammes des moments fléchissant à ELU dans le sens Y-Y ;

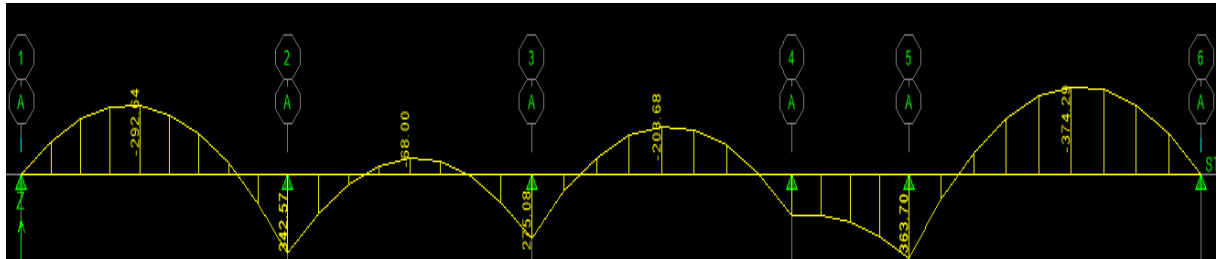


Figure XI.9: Diagrammes des moments fléchissant à ELS dans le sens Y-Y ;

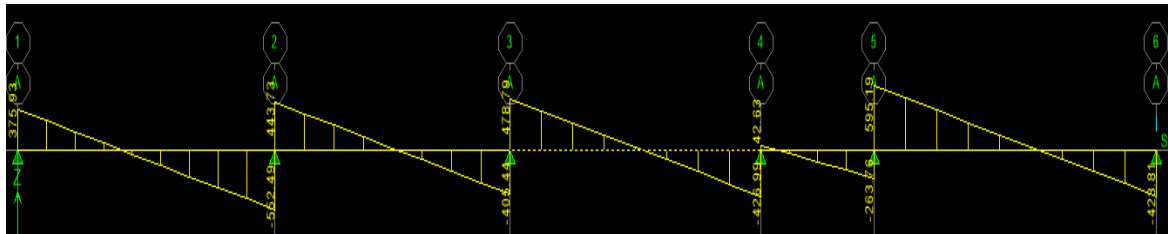


Figure XI.10: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y ;

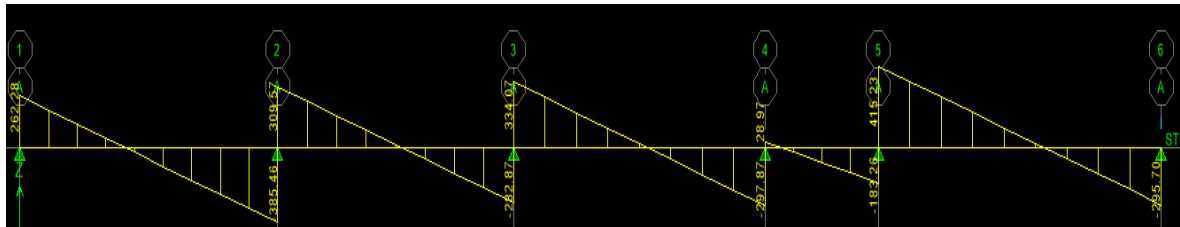


Figure XI.11: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS dans le sens Y-Y ;

❖ **Tableau. IX.8:** Résumée des résultats obtenus;

	Cas	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments max(Travée) (KN.m)	ELU	265.95	533.45
	ELS	188.69	374.29
Moments max(Appuis) (KN.m)	ELU	368.22	518.55
	ELS	258.74	363.70
Efforts Tranchants (KN)	ELU	470.84	595.19
	ELS	329.05	415.23

d) Ferrailage a L'ELU :

Le ferrailage se fera avec les moments max, aux appuis et en travées.

$b_n = 50\text{cm}$; $h_n = 95\text{cm}$; $d = 92\text{cm}$; $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}};$$

$$A_{calcul} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}.$$

❖ **Tableau. IX.9: Récapitulatif du ferrailage des nervures;**

	Sens	Zone	M(KN.m)	μ	β	A _{Calcule} (cm ²)	A _{Adopte} (cm ²)		St (cm)
ELU	X-X	En appui	368.22	0.062	0.968	11.88	12.32	4HA14+ 4HA14	15
		En travée	265.95	0.044	0.978	8.49	10.68	4HA14+ 4HA12	15
	Y-Y	En appui	518.55	0.086	0.955	16.96	18.73	4HA20 +4HA14	15
		En travée	533.45	0.088	0.954	17.47	18.73	4HA20+ 4HA14	15

$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

IX.2.2.1) Vérification à l'E.L.U :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91révisées99 Art.A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 92 \times \frac{2.1}{400} = 5.55 cm^2$$

❖ Sens X-X :

- ✓ Aux appuis : $A_a = 12.32 cm^2 > 5.55 cm^2$ Condition vérifiée.
- ✓ En travée : $A_t = 10.68 cm^2 > 5.55 cm^2$ Condition vérifiée.

❖ Sens Y-Y :

- ✓ Aux appuis : $A_a = 18.73 cm^2 > 5.55 cm^2$ Condition vérifiée.
- ✓ En travée : $A_t = 18.73 cm^2 > 5.55 cm^2$ Condition vérifiée.

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99/2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser :

❖ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{95}{4}; 12 \times 2\right) = 23.75 cm. \Rightarrow St = 15 cm$$

❖ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} = 47.5 cm. \Rightarrow St = 15 cm$$

c) Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right) = \min\left(\frac{950}{35}; \frac{500}{10}; 12\right) = 12 mm \Rightarrow \phi_t = 8 mm$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{En zone nodale: } A_{min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 cm^2 \\ \text{En zone courante: } A_{min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 cm^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Soit: } A_t = 6HA8 = 3.01 cm^2$$

d) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisées 99 Art.5.1.1):

$$\tau = \frac{T_{max}^u}{b.d} < \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

❖ Sens X-X :

$$\tau_{uX} = \frac{T_{uX}^{max}}{b.d} = \frac{470.84 \times 10^3}{500 \times 920} = 1.02 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens Y-Y :

$$\tau_{uY} = \frac{T_{uY}^{max}}{b.d} = \frac{595.19 \times 10^3}{500 \times 920} = 1.29 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

☞ Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX.2.2.2) Vérification à l'E.L.S :**a) L'état limite de compression du béton et de l'acier : (BAEL 91 Art B.A.4.5.2)**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{st} = \frac{M_0}{\beta_1.d.A_0} \text{ et } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.} \quad \rho = \frac{100 A_{st}}{b_0.d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessus :

❖ Tableau. IX.10: Vérification de la contrainte de compression de béton et de l'acier ;

	Sens	Zone	M (KN.m)	A _{Adopte} (cm ²)	ρ	β	K ₁	$\sigma_{st} \leq 348$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq 15$ (MPa)	OBS
ELS	X-X	En appui	258.74	12.32	0.268	0.918	45.98	248.67	5.4	Condition vérifiée
		En travée	188.69	10.68	0.231	0.923	49.93	208.06	4.17	Condition vérifiée
	Y-Y	En appui	363.70	18.73	0.408	0.902	36.02	233.99	6.49	Condition vérifiée
		En travée	374.29	18.73	0.408	0.902	36.02	240.81	6.69	Condition vérifiée

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

IX.2.3) Etude du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur.

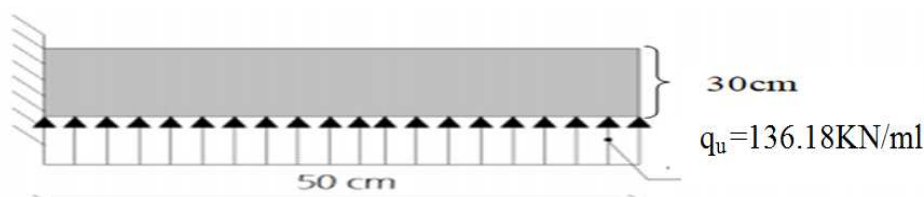


Figure XI.16: Schéma statique du débord ;

IX.2.3.1) Sollicitation de calcul :

$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = 136.18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{136.18 \times 0.5^2}{2} = 17.02 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = 97.06 \text{ KN/m}^2$$

$$M_S = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{97.06 \times 0.5^2}{2} = 12.13 \text{ KN.m.}$$

IX.2.3.2) Calcul des armatures A L'ELU :

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{136.18 \times 0.5^2}{2} = -17.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.02}{1000 \times 14.2 \times 270^2} = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t \frac{M_u}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.02}{0.992 \times 27 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

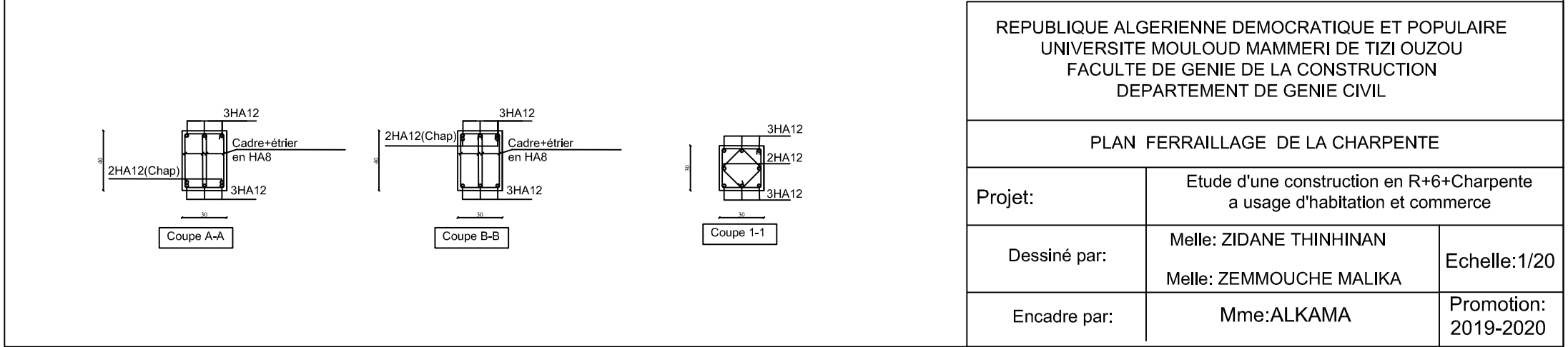
❖ Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En 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 95cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

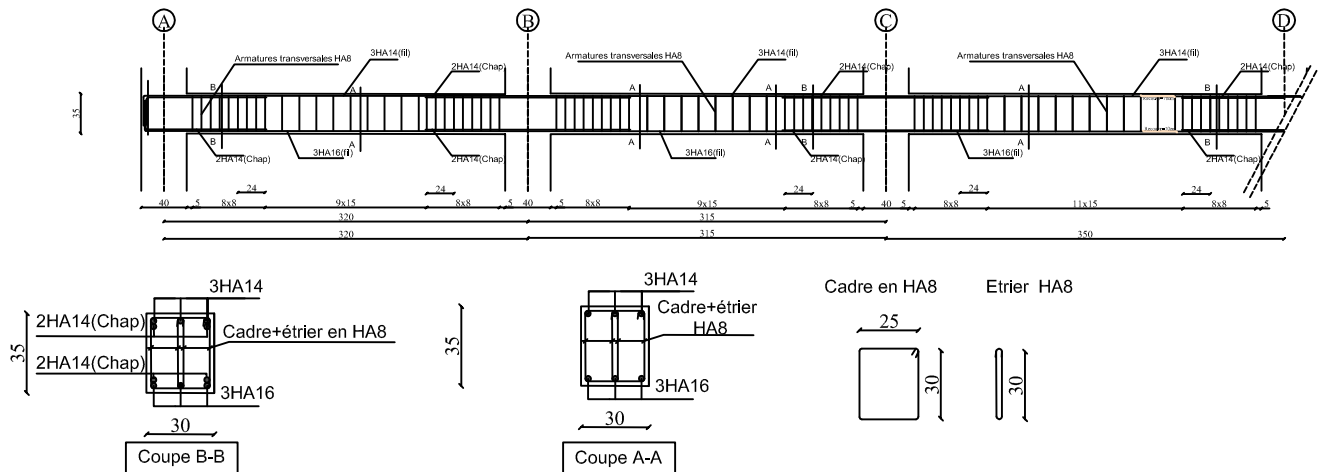
COUPE A-A: FERRAILLAGE

Technical drawing of a roof structure cross-section A-A, showing reinforcement details. The drawing includes a gabled roof with a central vertical support and two side supports. Reinforcement is shown with various bar types and quantities: 2HA12(Chap), 3HA12(fil), 3HA12, 2HA12, and HA8. Dimensions are provided for the roof slope (e.g., 350, 187, 212) and the base (e.g., 450, 580, 375, 410). Section lines A-A and B-B are indicated.

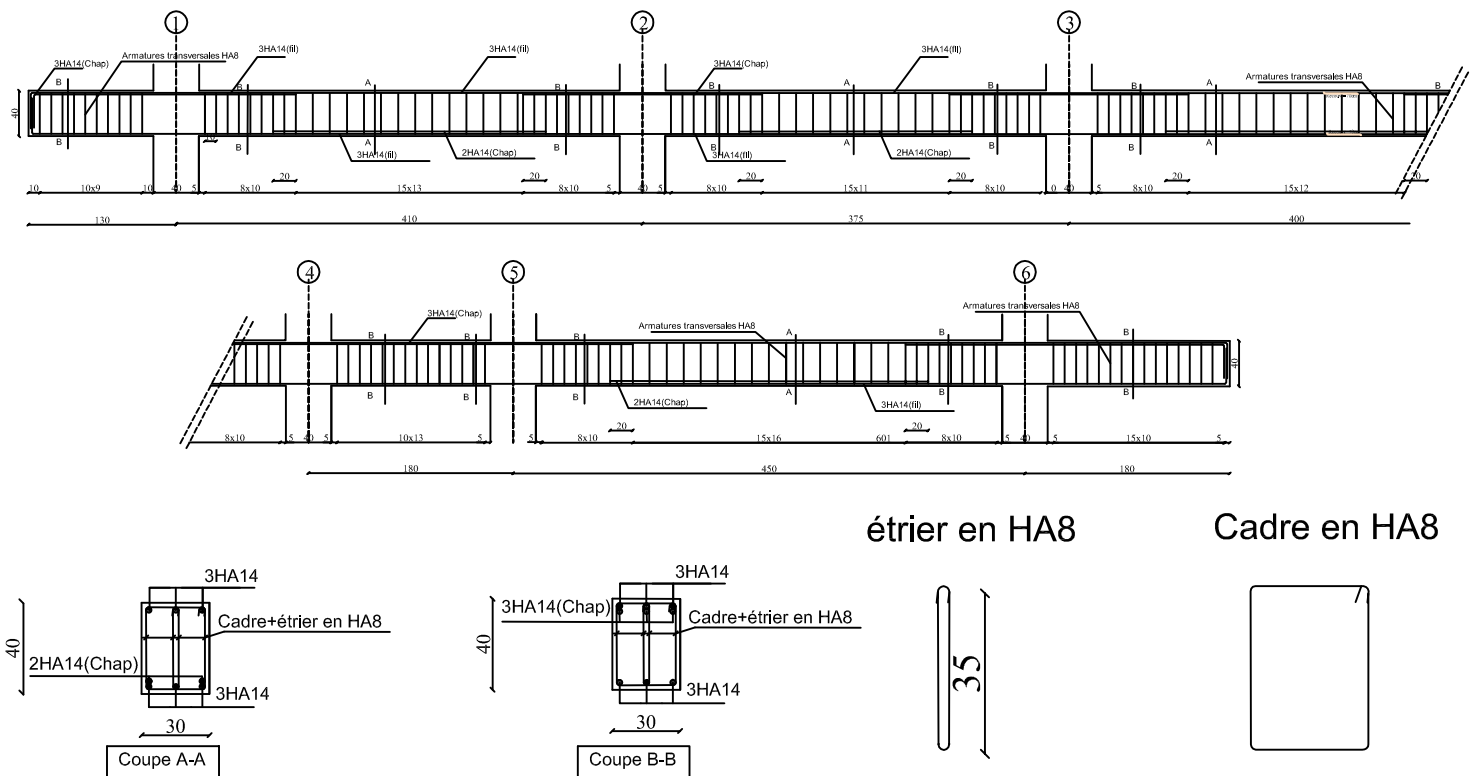


Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINAN Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Echelle:1/20
Encadre par:	Mme:ALKAMA	Promotion: 2019-2020

Ferrailage de la Poutre secondaire

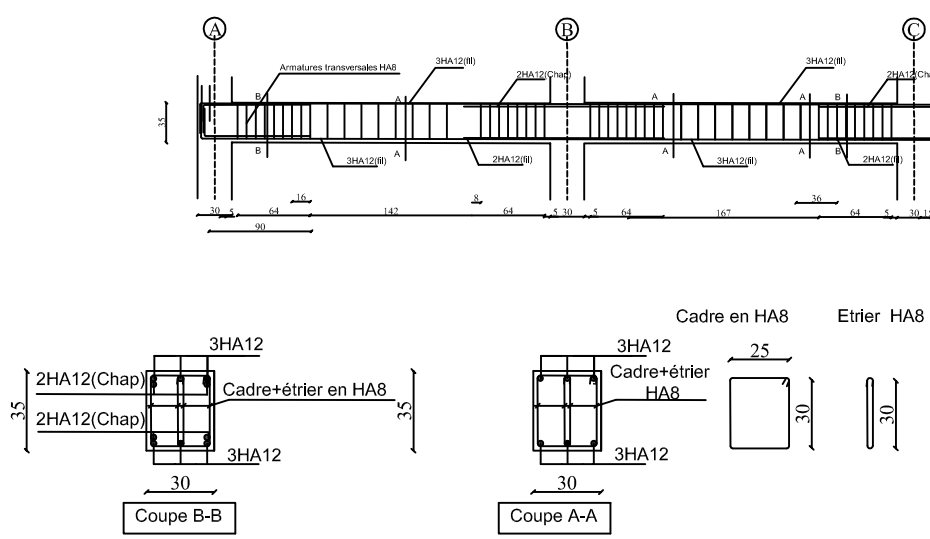


Ferrailage de la Poutre principale

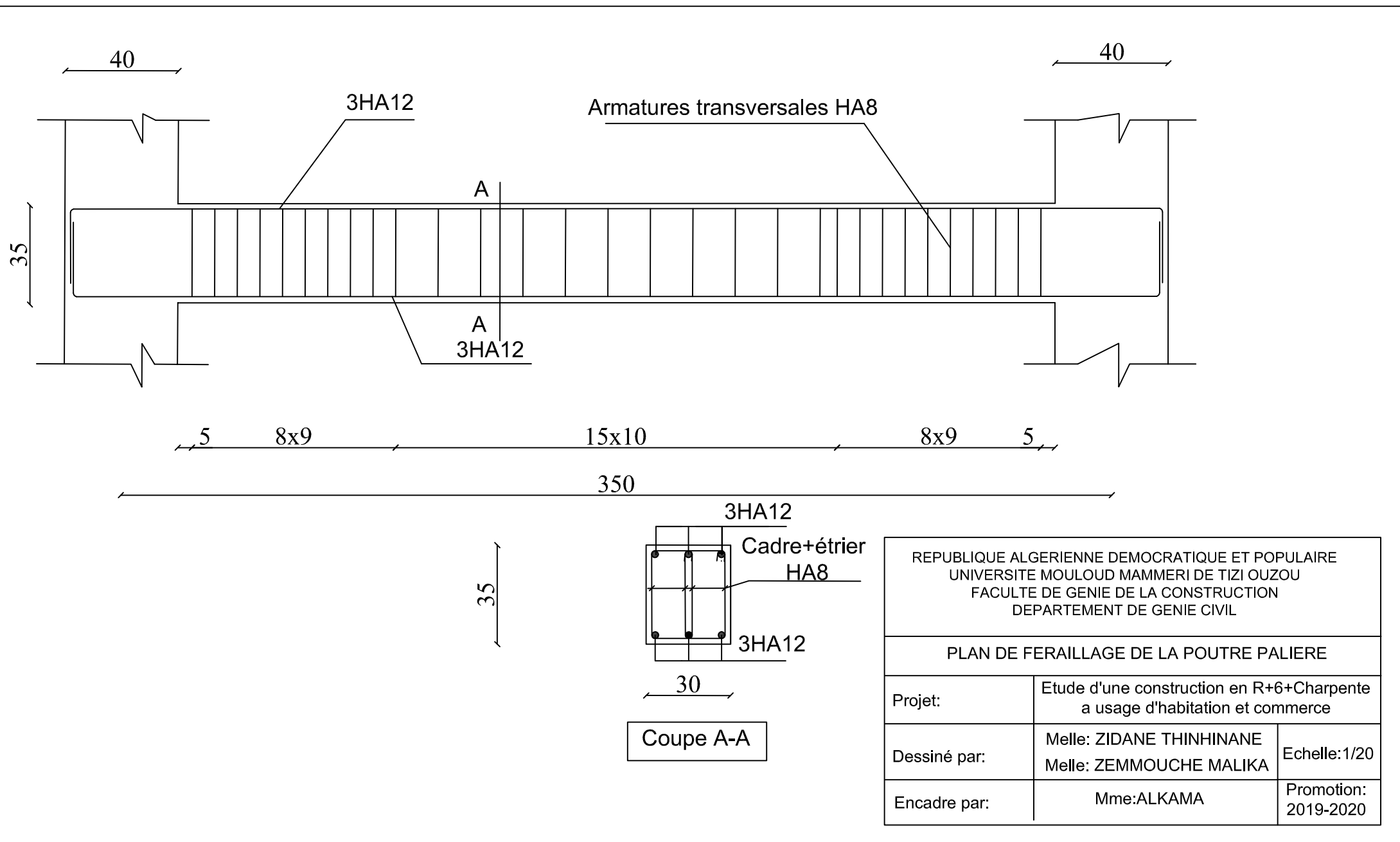


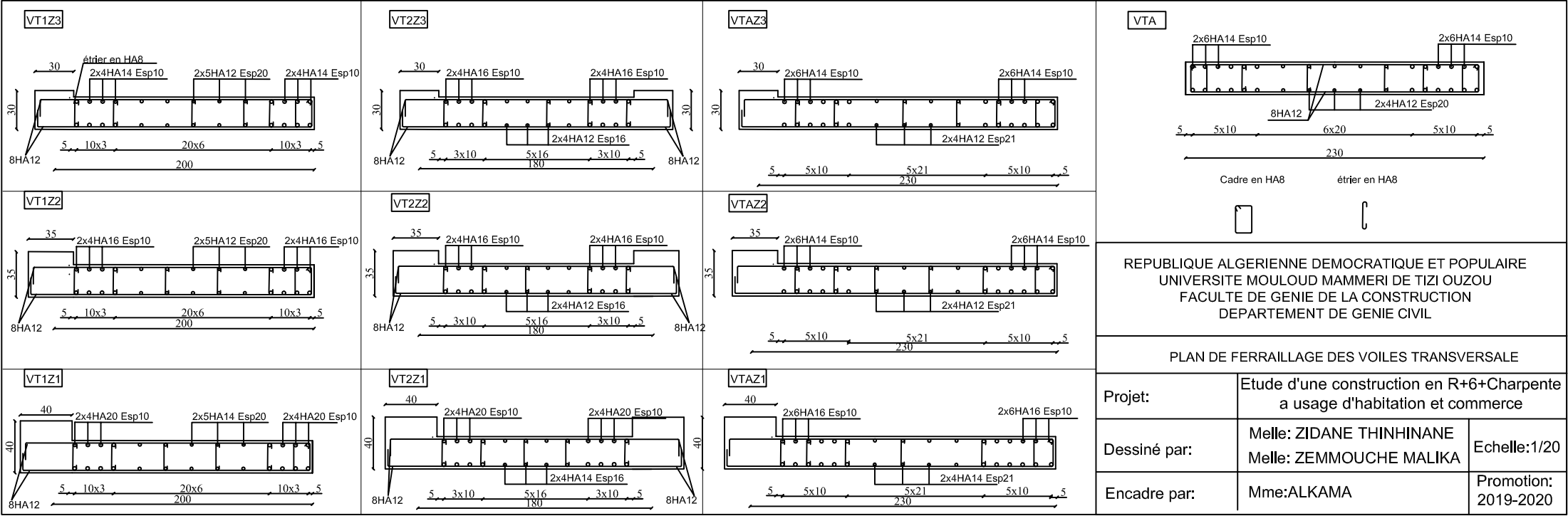
Ferrailage de la Poutre secondaire

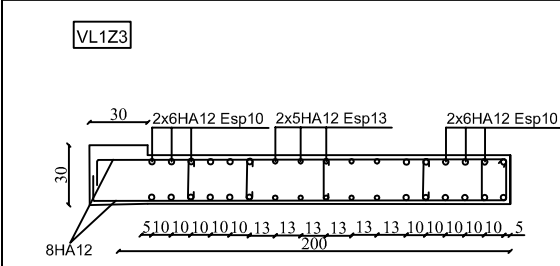
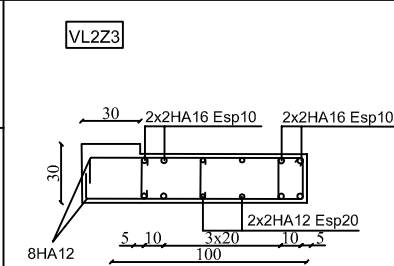
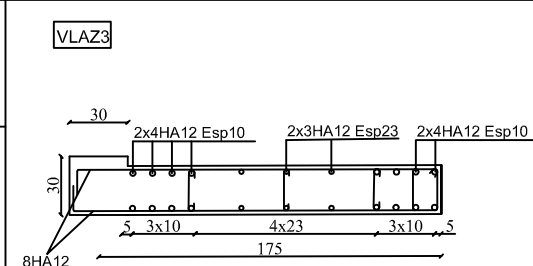
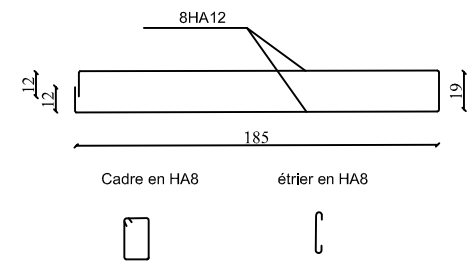
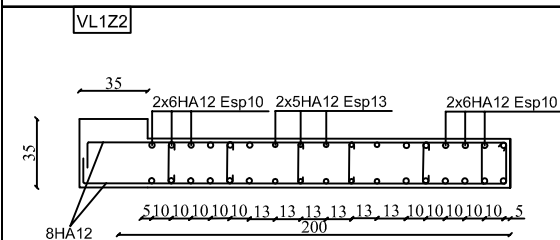
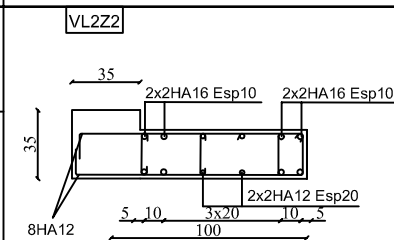
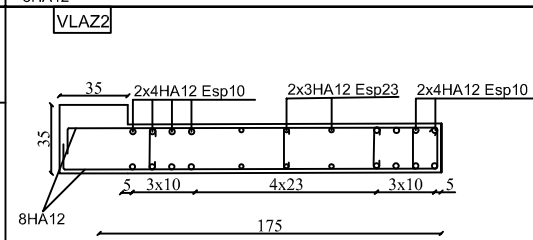
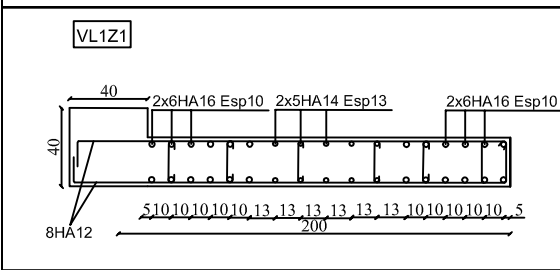
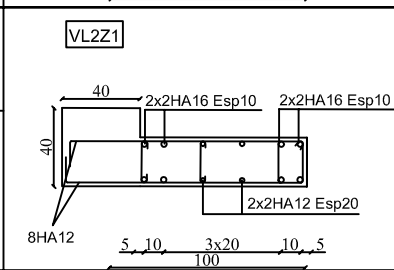
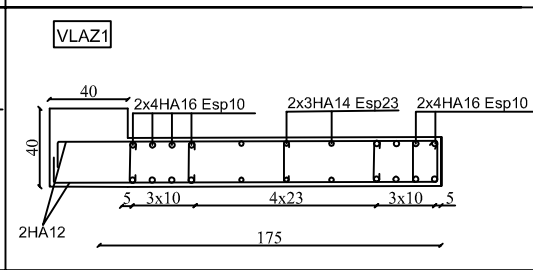
Axe A-B-C-D-E-F-G Charpente



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PLAN DE FERRAILAGE DES POUTRES		
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Echelle:1/20
Encadre par:	Mme:ALKAMA	Promotion: 2019-2020



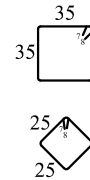
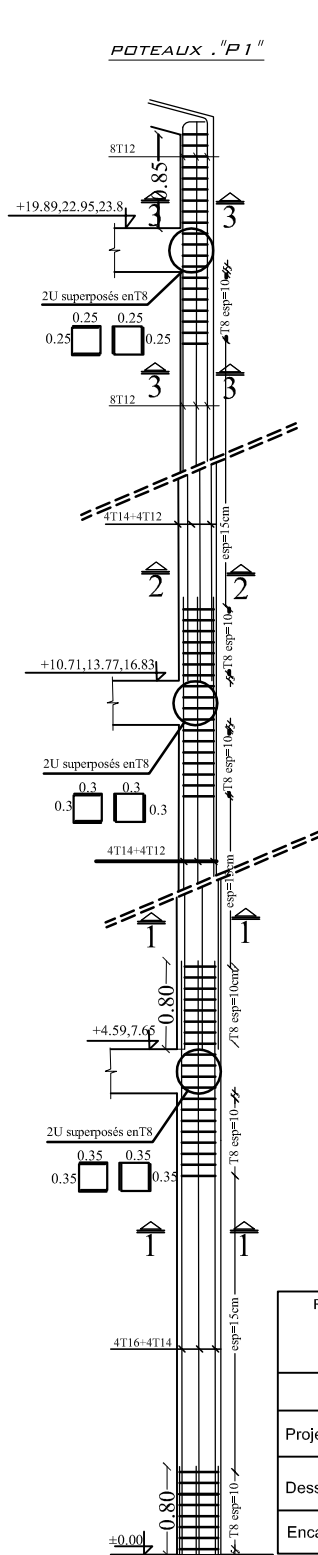
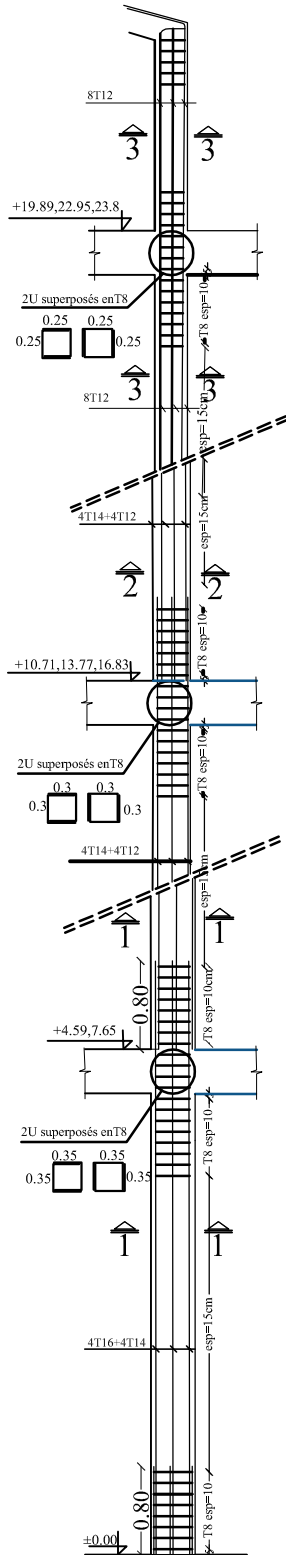
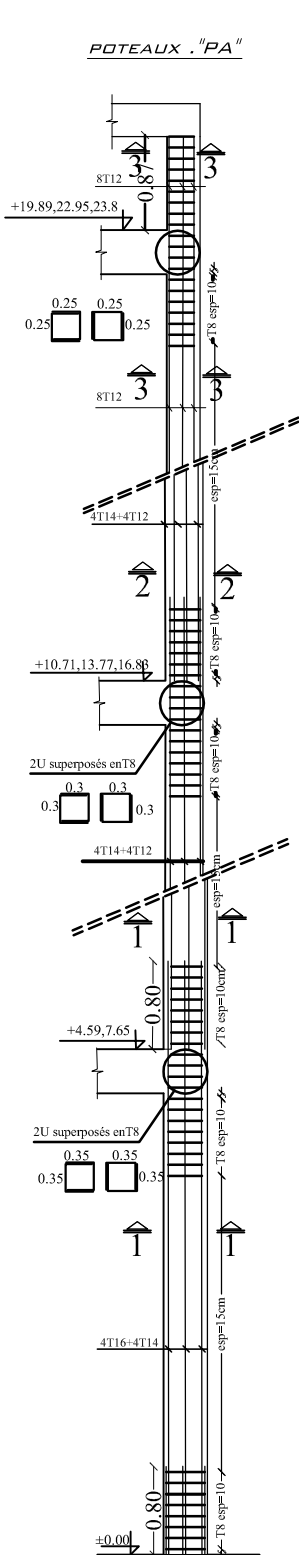


<div>VL1Z3</div> 	<div>VL2Z3</div> 	<div>VLAZ3</div> 	<div></div>		
<div>VL1Z2</div> 	<div>VL2Z2</div> 	<div>VLAZ2</div> 	REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<div>VL1Z1</div> 	<div>VL2Z1</div> 	<div>VLAZ1</div> 	PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALE		
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce				
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINANE Melle: ZEMMOUCHE MALIKA		Echelle:1/20		
Encadre par:	Mme:ALKAMA		Promotion: 2019-2020		

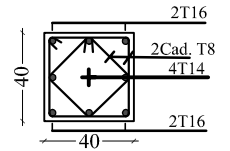
POTEAUX "P2"

POTEAUX "P1"

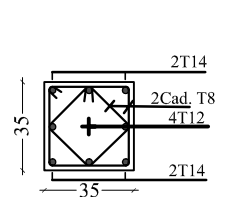
POTEAUX "PA"



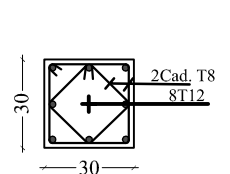
COUPE 1-1



COUPE 2-2

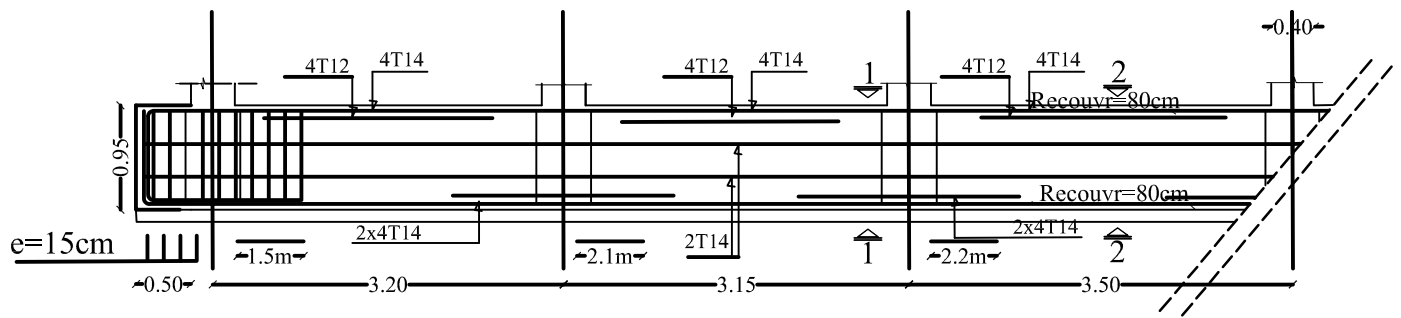


COUPE 3-3

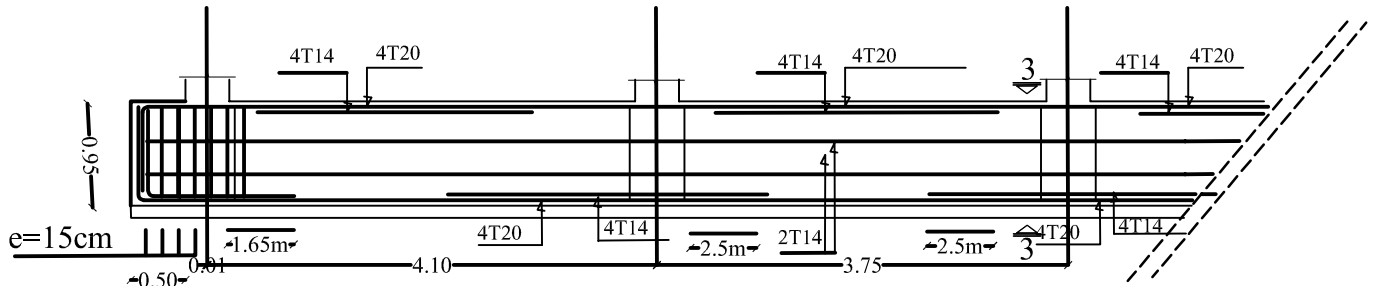


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX		
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente à usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOUCHE MALIKA Melle: ZIDANE THINHINANE	Echelle: 1/20
Encadré par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

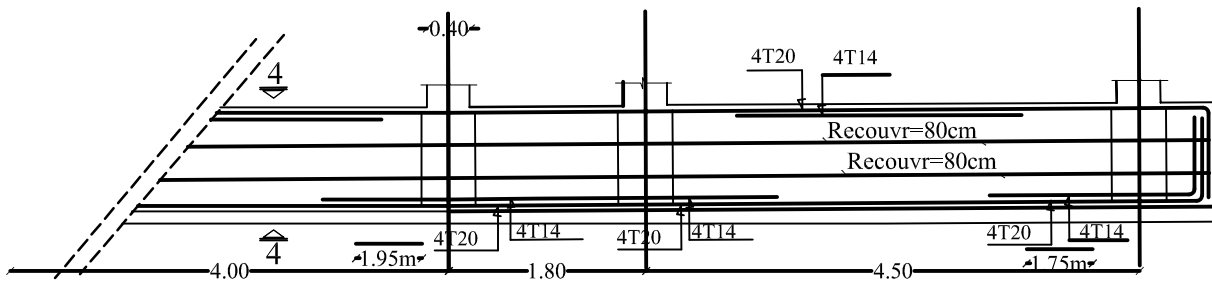
Selon le sens longitudinal



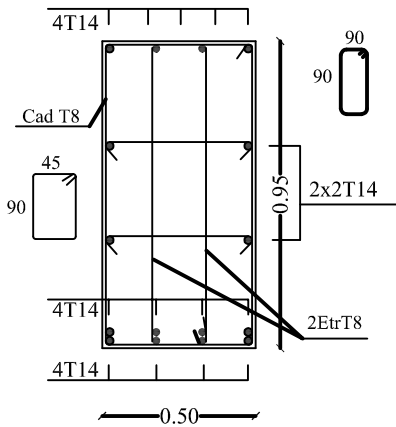
Selon le sens transversal



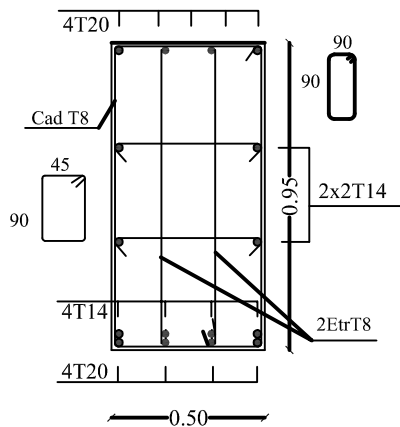
Selon le sens transversal



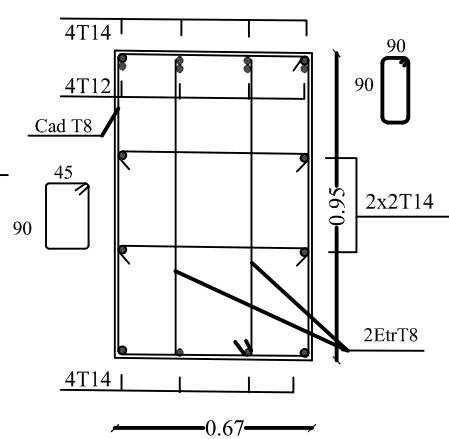
SECTION:1-1



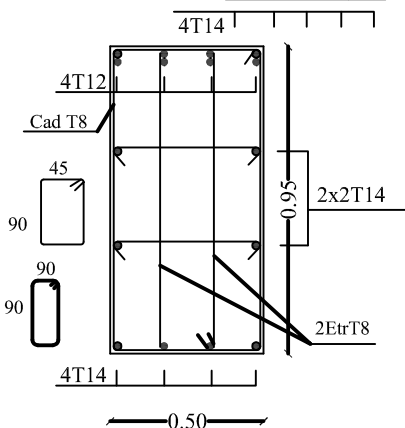
SECTION:3-3



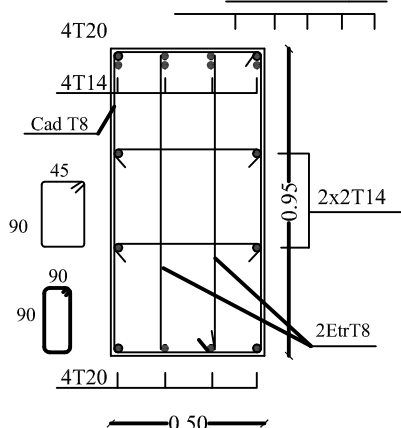
nervure sous le mur plaque



SECTION:2-2

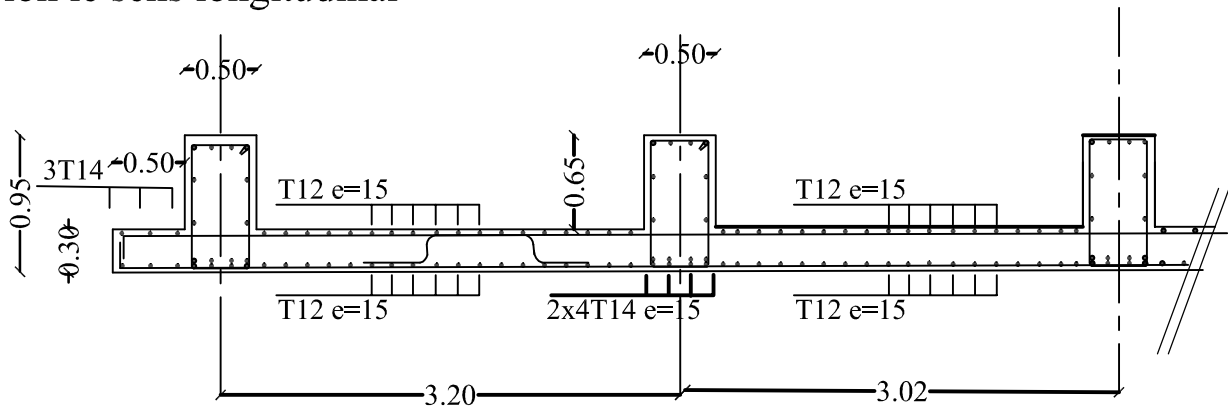


SECTION:4-4

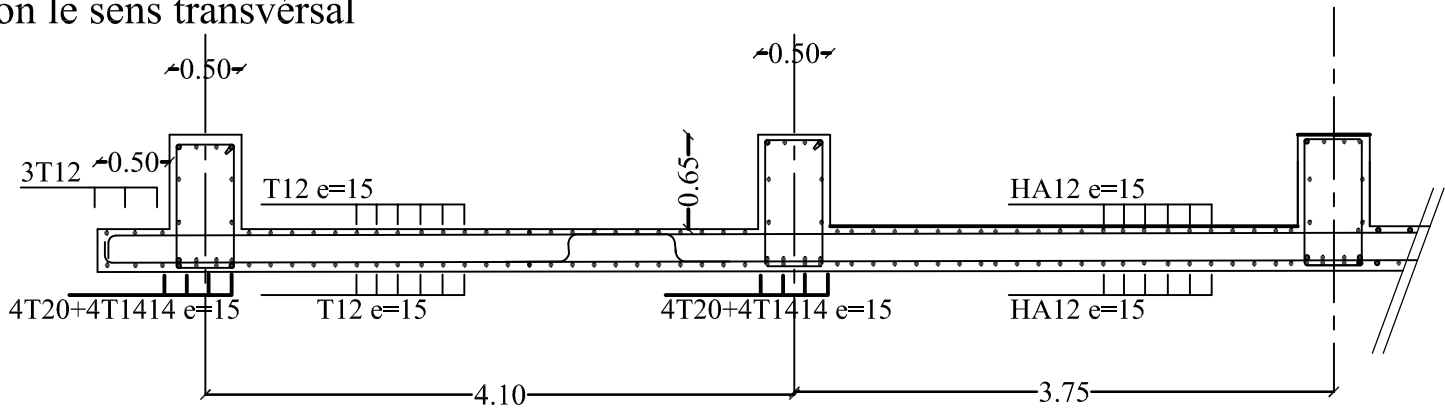


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PLAN DE FERRAILLAGE DES DE LA NERVURE DU RADIER		
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente à usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOUCHE MALIKA Melle: ZIDANE THINHINANE	Echelle: 1/20
Encadré par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

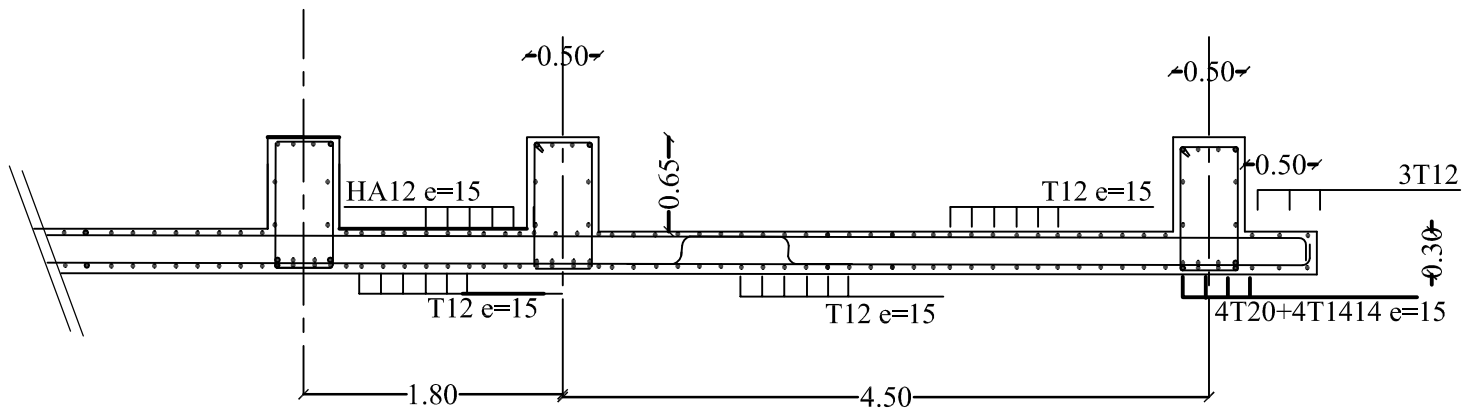
Selon le sens longitudinal



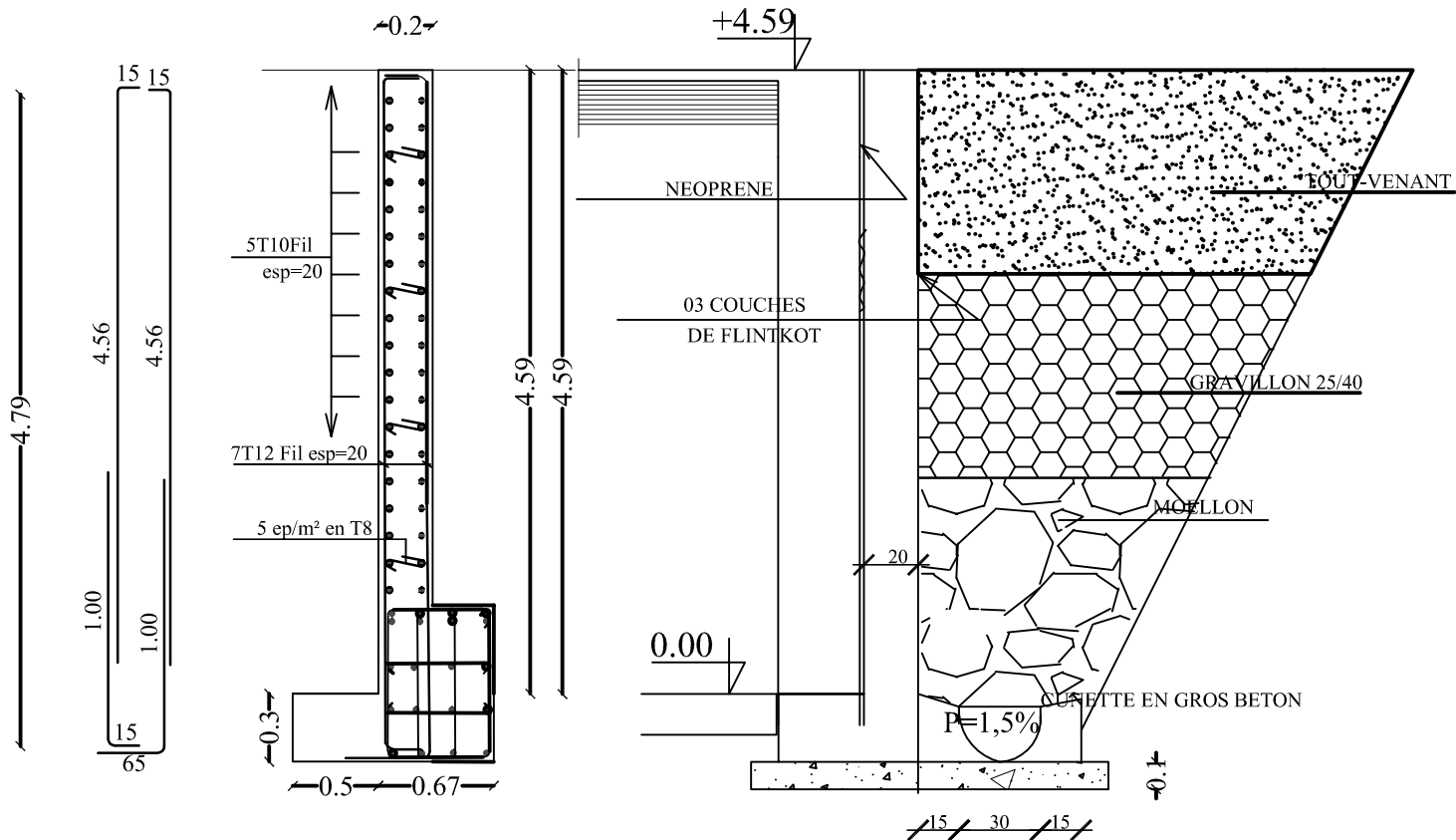
Selon le sens transversal



Selon le sens transversal



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER		
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente à usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOUCHE MALIKA Melle: ZIDANE THINHINANE	Echelle: 1/20
Encadré par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

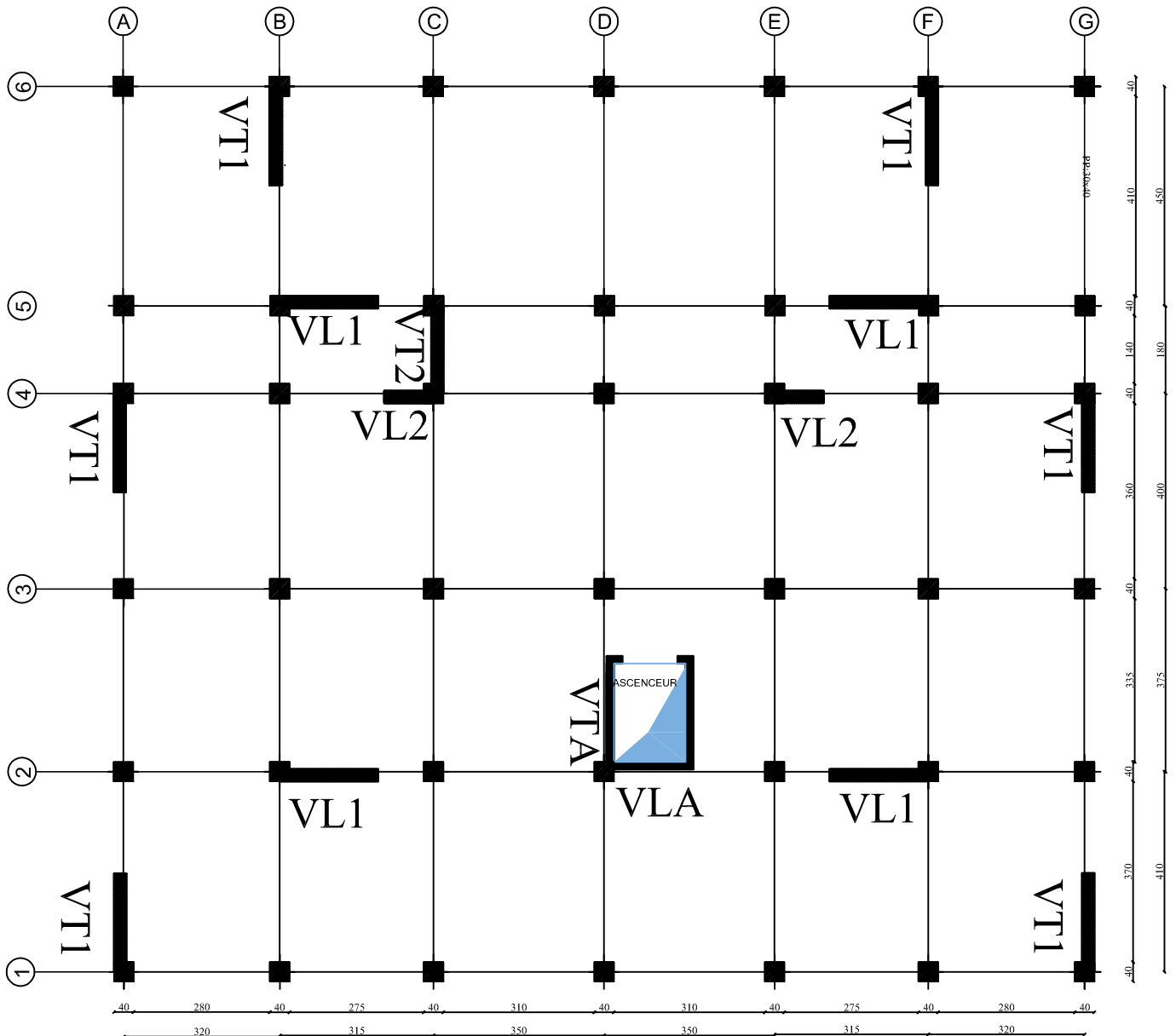


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOCHE MALIKA Melle: ZIDANE THINHINANE	Echelle: 1/20
Encadré par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

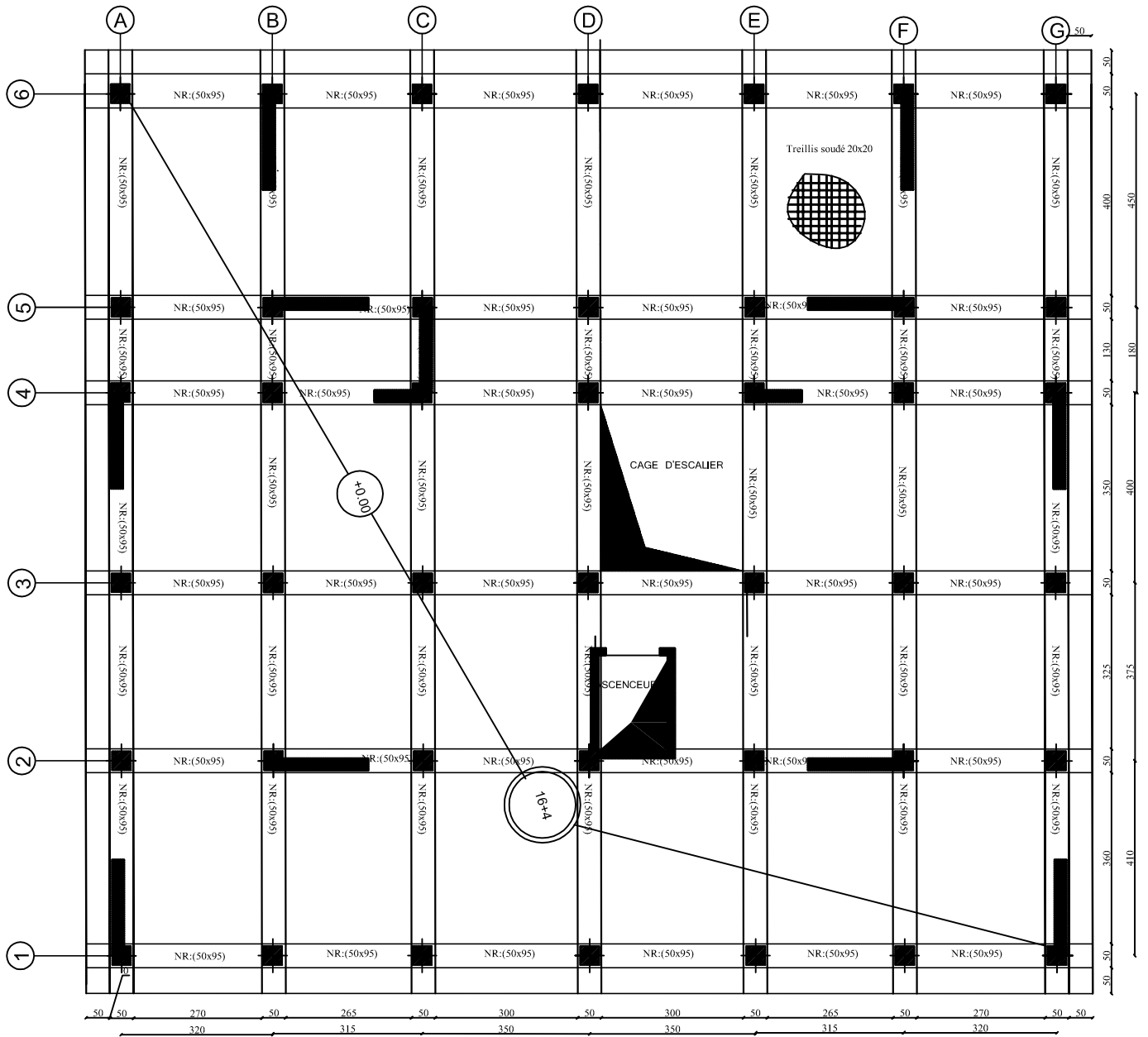
Plan Disposition Des Voiles



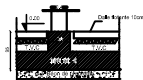
Nom	L (cm)	e (cm)	Nombre
VL1	200	25	4
VL2	100	25	2
VT1	200	25	6
VT2	180	25	1
VLA	175	25	1
VTA	230	25	2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan Disposition Des Voiles		
Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Echelle: 1/50
Encadre par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

Plan de coffrage fondation



Coffrage du radier



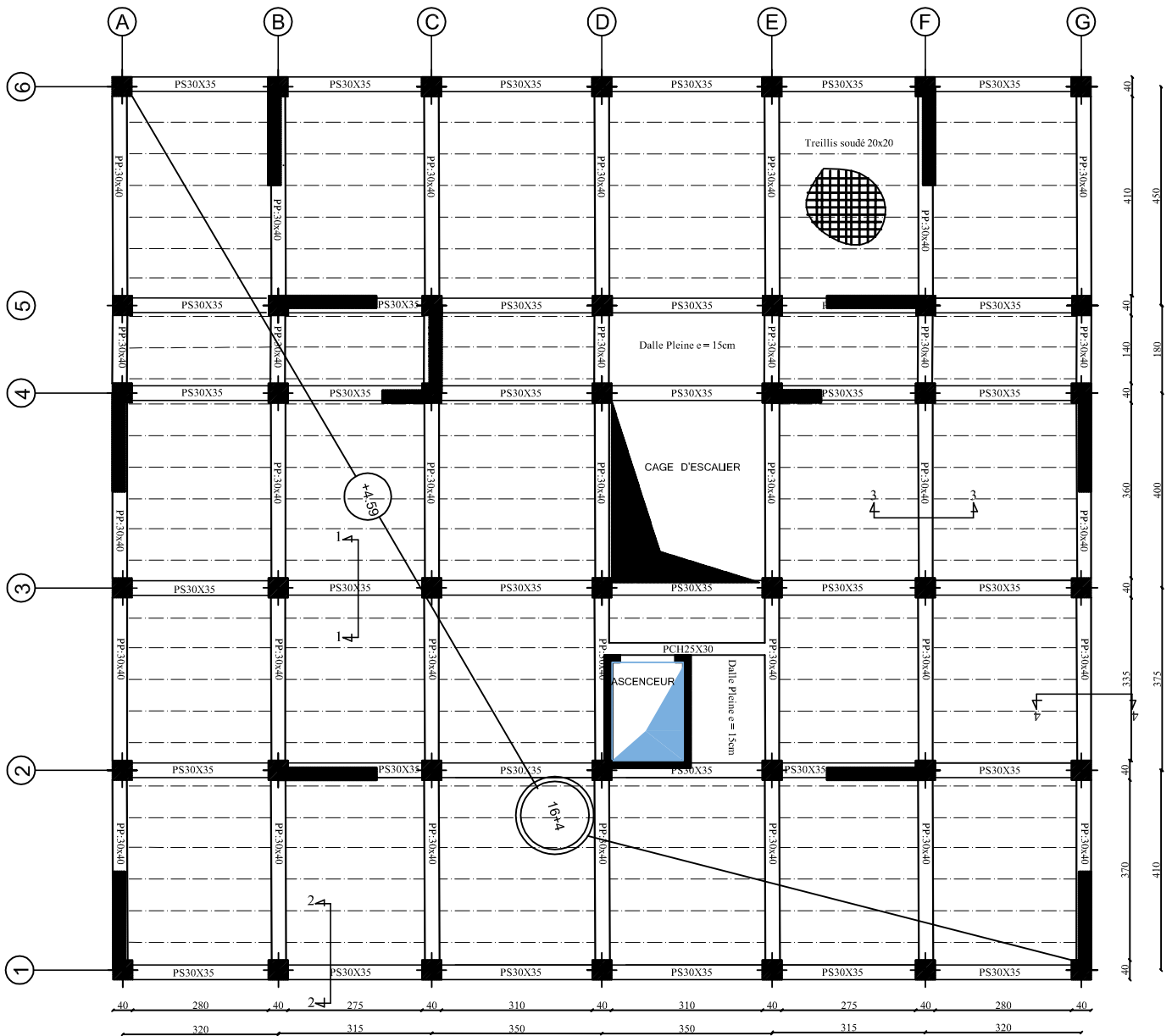
Echelle:?

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

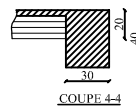
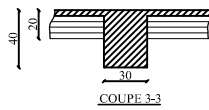
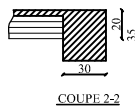
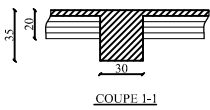
Plan de coffrage du radier

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOUCHE MALIKA Melle: ZIDANE THINHINANE	Echelle: 1/50
Encadre par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

Plan Coffrage RDC



Echelle: 1/50

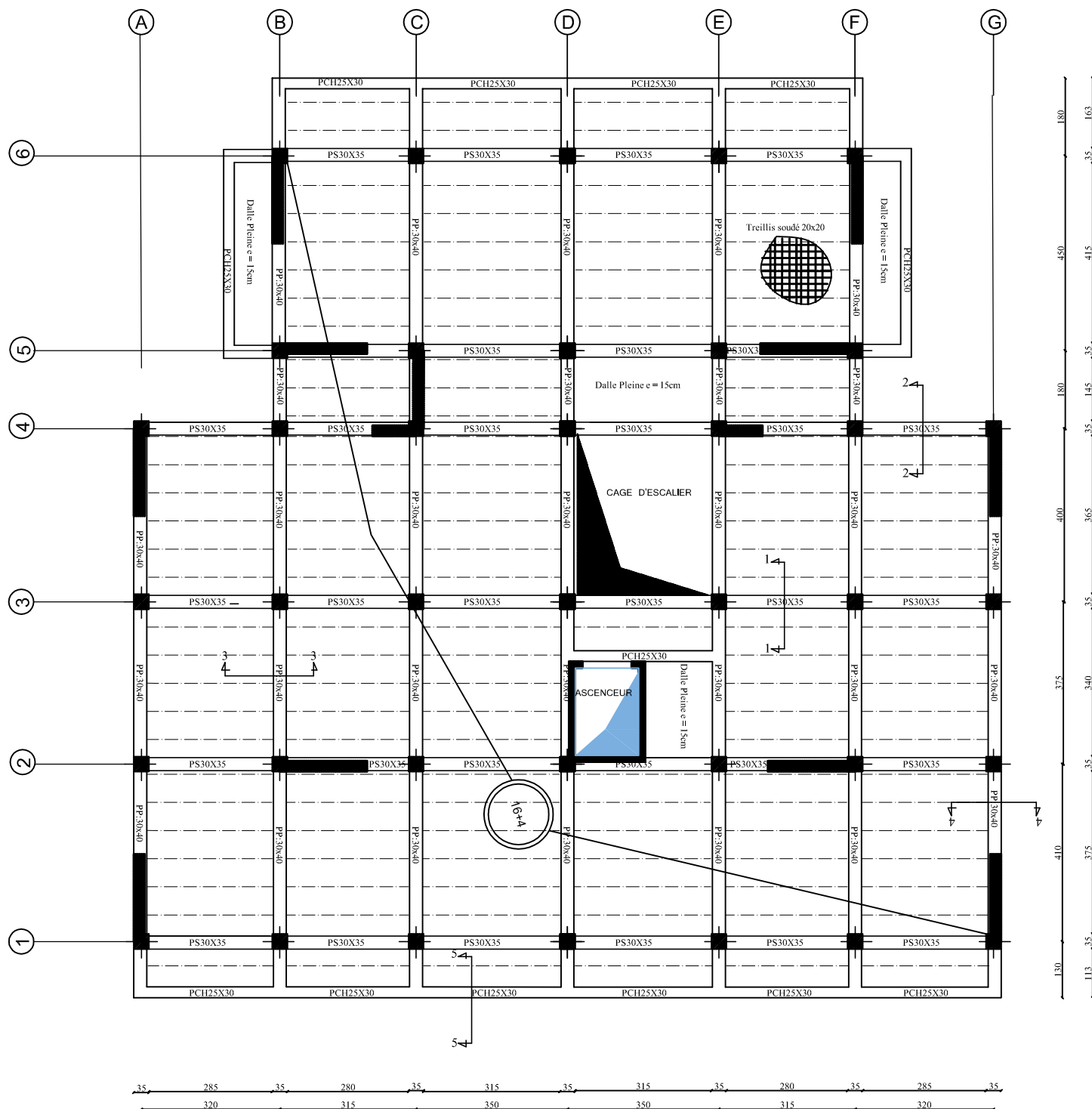


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

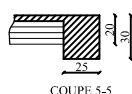
Plan de coffrage du plancher RDC

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Echelle: 1/50
Encadre par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

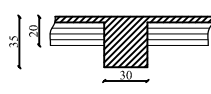
Plan Coffrage Planchers Niv +7.65;+10.71;+13.77; +16.83et+19.89



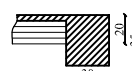
Echelle: $\frac{1}{25}$



COUPE 5-5



COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



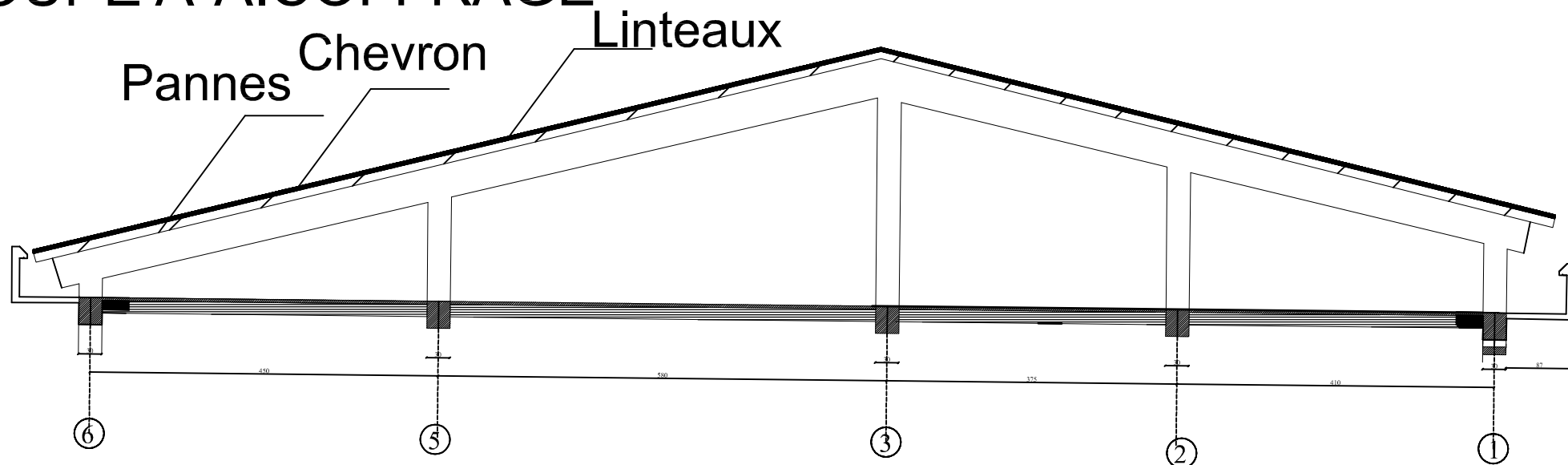
COUPE 4-4

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de coffrage d'étage courant

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZEMMOUCHE MALIKA Melle: ZIDANE THINHINANE	Echelle: 1/50
Encadre par:	Mme: ALKAMA	Promotion: 2019-2020

COUPE A-A:COFFRAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN COFFRAGE DE LA CHARPENTE

Projet:	Etude d'une construction en R+6+Charpente a usage d'habitation et commerce	
Dessiné par:	Melle: ZIDANE THINHINAN Melle: ZEMMOUCHE MALIKA	Echelle: 1/20
Encadre par:	Mme:ALKAMA	Promotion: 2019-2020

Conclusion:

Le projet c'est articulé principalement sur deux parties essentielles: l'une, est l'utilisation du cursus universitaire qui consiste en l'application des connaissances acquises durant cette formation. L'autre, est l'approfondissement ou bien complément scientifique dans le but de calculer une structure en béton armé.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques, et la maîtrise des logiciels utilisés dans le génie civil.

Ce travail nous a incité à nous documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier de l'ingénieur en génie civil.

Bibliographie :

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

✂ Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91/Version99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

✂ Cours:

- Résistance des matériaux.
- Béton armé. - Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

✂ Logiciels et programmes :

- ETABS version 9.6.4. (Analyse des structures).
- AUTOCAD 2016 (Dessin).
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc).
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC