

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



Mémoire de fin d'études

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

THEME

Etude d'un bâtiment(R+6+ un comble) à usage multiple Contreventée Par voiles porteurs Avec logiciel ETABS



Réalisé par: M^r : ZEMOURI Farid

Dirigé par : M^{me} : SI AHMED

M^r : SEHIL Tarik

Promotion
2018/2019

Remerciements

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M^{me} SI AHMED pour avoir accepté de diriger ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

DEDICACE

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

*A toute ma famille sans exception
A tous mes amis(es) de toute ma
promotion de génie civil.*

SEHIL Tarik

DEDICACE

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

*A mes très chers frères et sœurs.
A toute ma famille sans exception et
mes proches.*

*A tous mes amis(es) de toute ma
promotion de génie civil, Surtout :*

ZEMOURI Farid

SOMMAIRE

Plan d'architecture

Introduction générales

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

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments..... 13

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1- plancher 34

III-2- balcon 55

III-3- escalier 59

III-4- salle machine 85

III-5- la charpente..... 97

III-6- l'acrotère.....105

Chapitre IV : modélisations et vérifications

IV-1- Modélisation avec ETABS 114

IV-2- Vérification des conditions du RPA 135

Chapitre V : Ferrailage des éléments

VI-1- Ferrailage des poteaux..... 147

VI-2- Ferrailage des poutres 161

VI-3- Ferrailage des voiles..... 173

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure 191

Chapitre VII : Etude du mur plaque 226

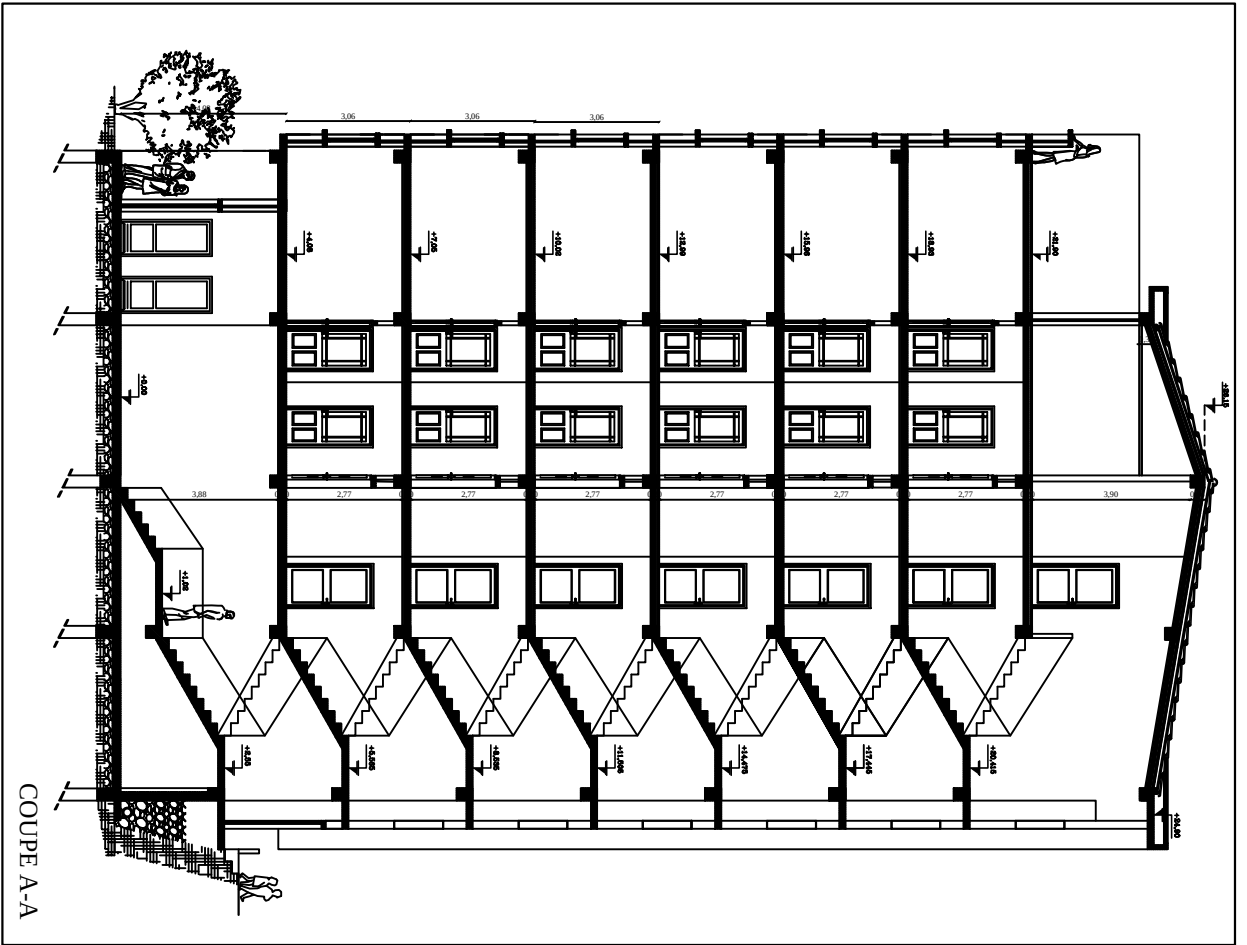
Conclusion

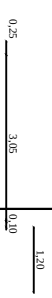
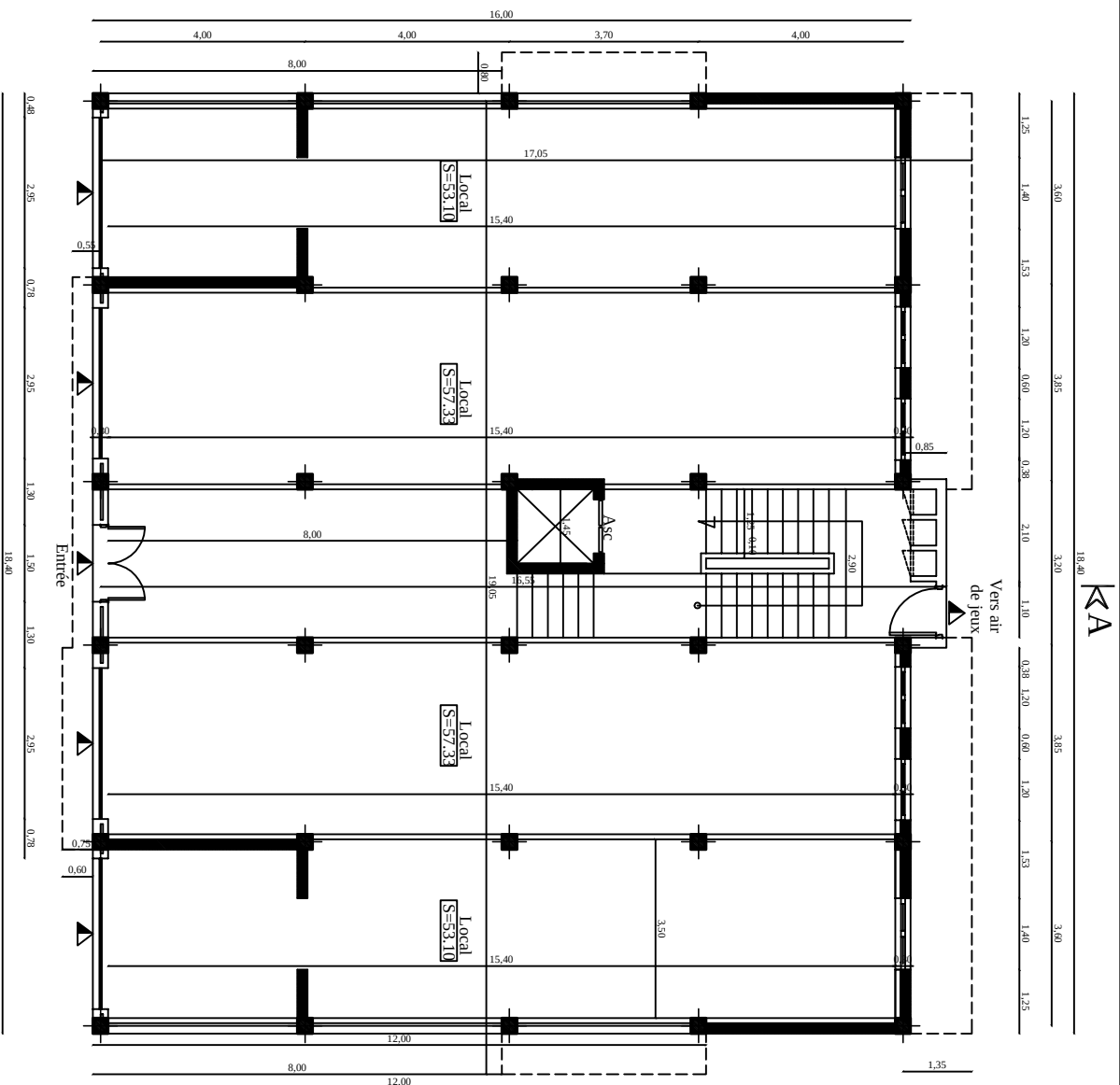
Plan d'exécution

Bibliographie

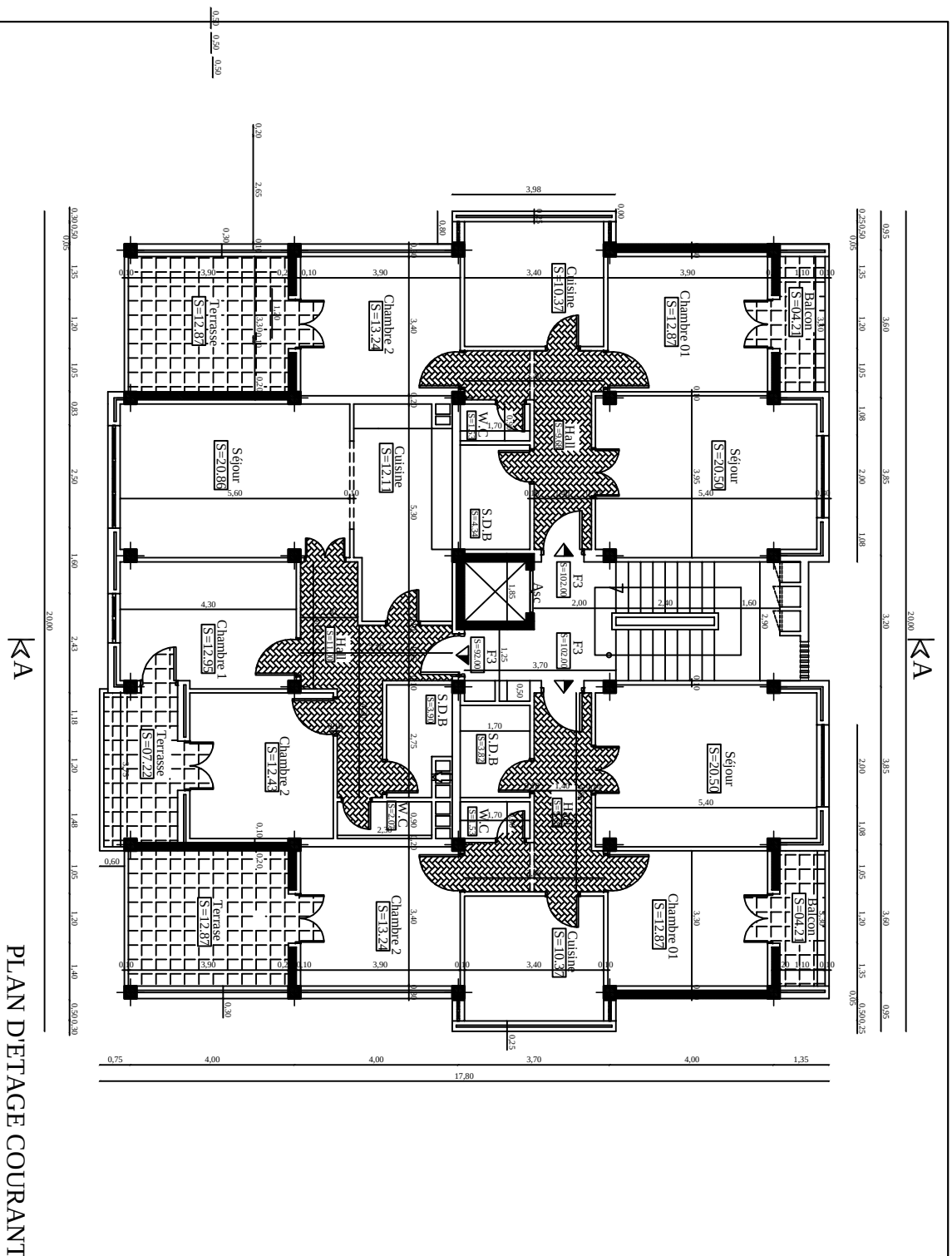


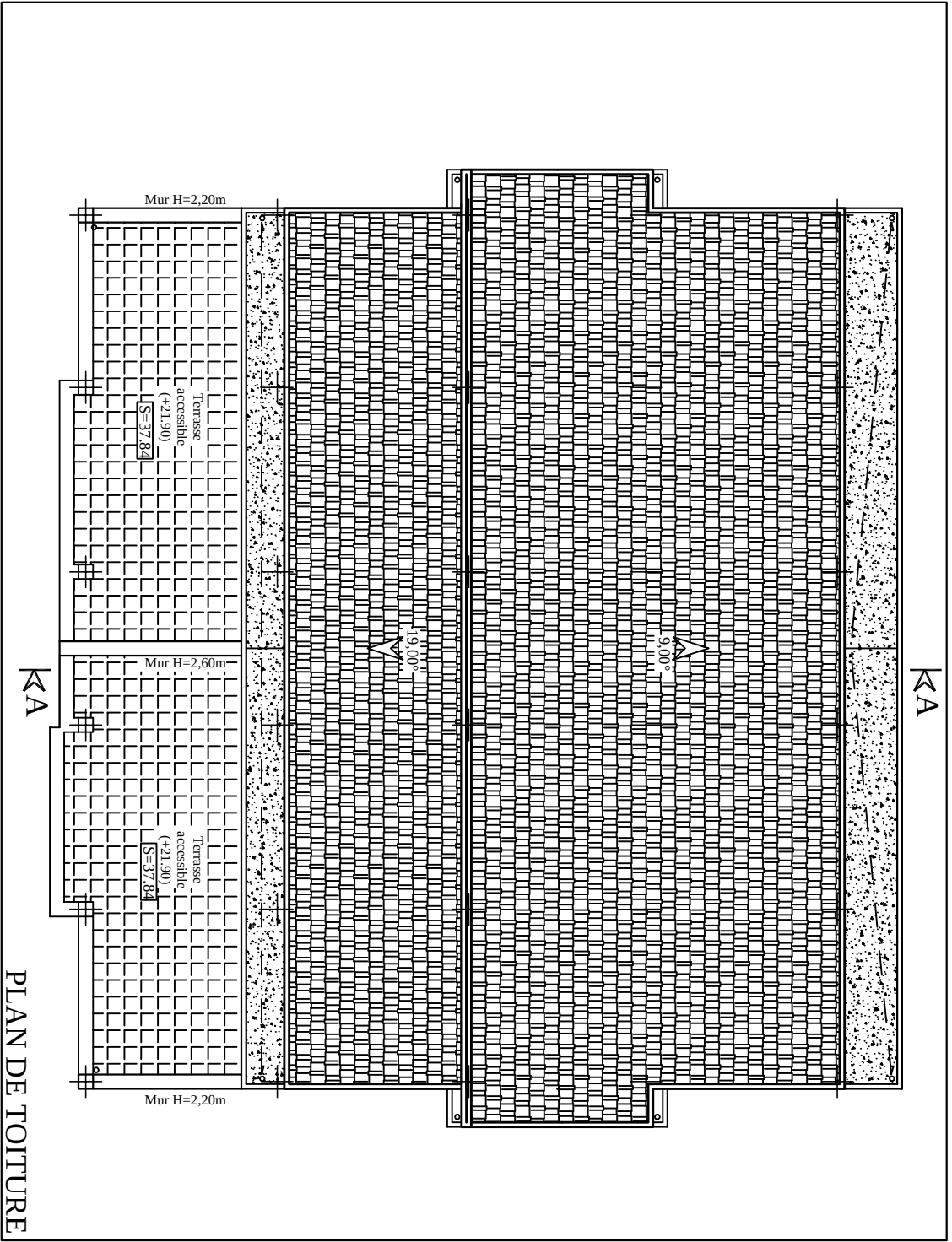
FAÇADE PRINCIPALE

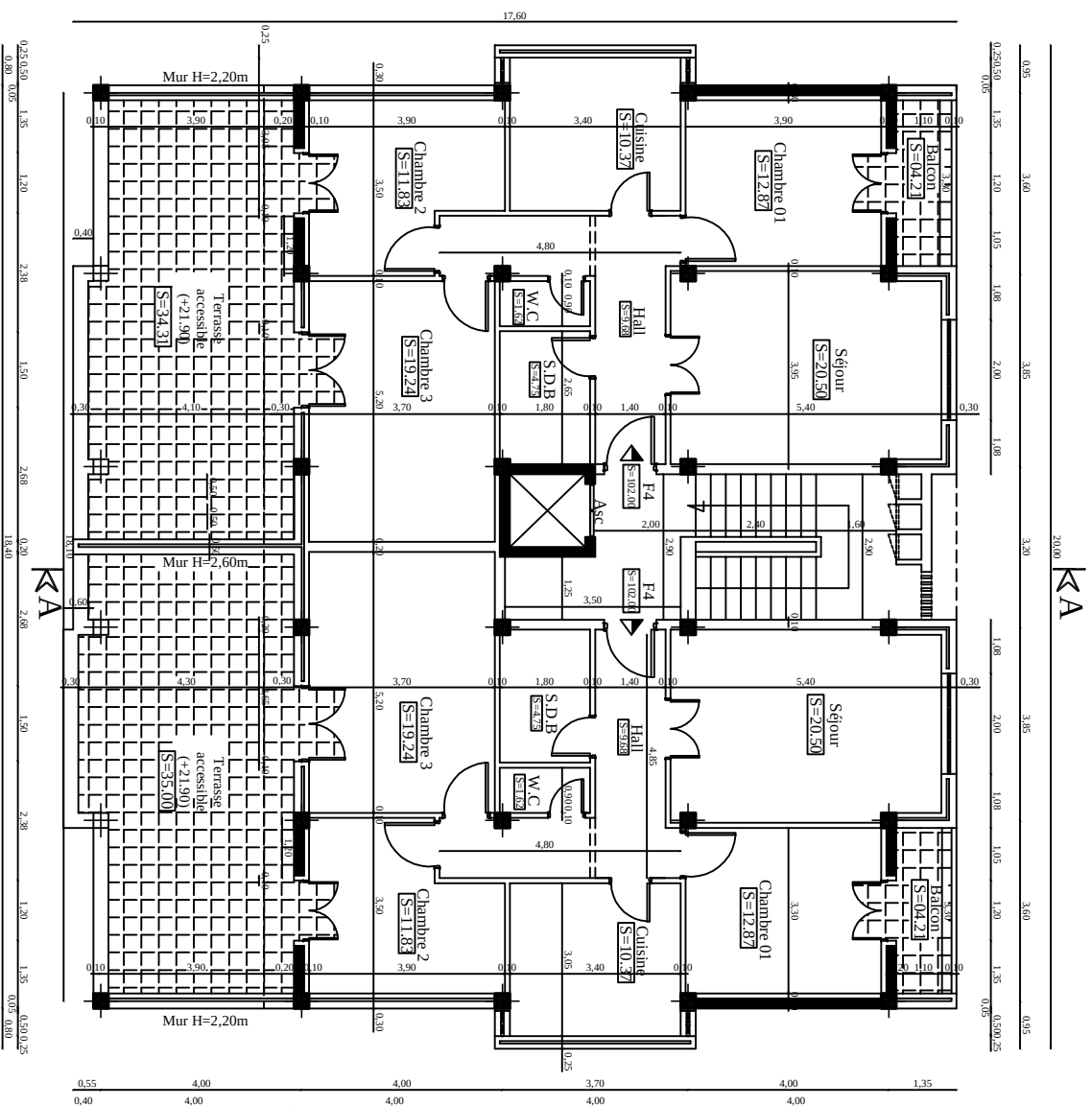


 $\mathbf{K}_A$

PLAN DE REZ-DE-CHAUSSEE







PLAN DE COMBLE

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations 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 au public et la protection de l'environnement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+6+comble) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...). 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.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations, par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons aux plans d'exécutions. Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I -1-Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter globalement l'ouvrage, avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés ainsi que les caractéristiques des éléments constitutifs.

I.1.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en (R+6+comble) à usage d'habitation et de commerce implanté à Tizi-Ouzou commune de Draa el Mizan, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) .selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site meuble, donc de catégorie S_3 d'une contrainte admissible $\sigma = 2$ bar.

La structure en question comporte :

- RDC à usage commercial.
- 6 étages courants à usage d'habitation et un comble.
- Une Cage d'escalier.
- Un Ascenseur.

I.2. Caractéristiques géométriques

La présente structure a pour dimensions :

Hauteur totale du bâtiment (y compris le comble) --- :26,15m

Longueur totale du bâtiment----- :20,00m

Largeur totale du bâtiment ----- :17,80m

• Hauteur d'étage courant----- :2,97m

• Hauteur du RDC ----- :4,08

• Hauteur de la charpente ----- : 3 ,90m

I.3. Les éléments de l'ouvrage

I.3.1.Ossature : Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système porteur composé de portiques –voiles.

Le type de contreventement

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations

I.3.2 Plancher

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux supposés infiniment rigides ayant plusieurs fonctions tel que:

- **Fonction de la résistance mécanique**

- **Fonction d'isolation**

Pour notre ouvrage, on a opté pour un plancher en corps creux pour les différents niveaux

I.3.3.Escalier et ascenseur

- **Escalier** : les escaliers de notre ouvrage sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place, avec deux volées par étage.

- **Cage d'ascenseur** : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

I.3.4. La maçonnerie

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses une de 15 cm et 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm.

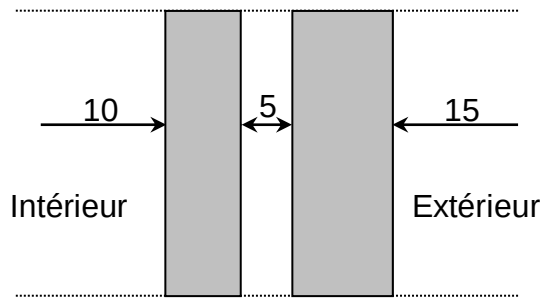


Figure I.1: Schéma descriptif du mur extérieur.

- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

I.3.5. Revêtement

Les revêtements seront comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et le parking.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

I.3.6. Toitures

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

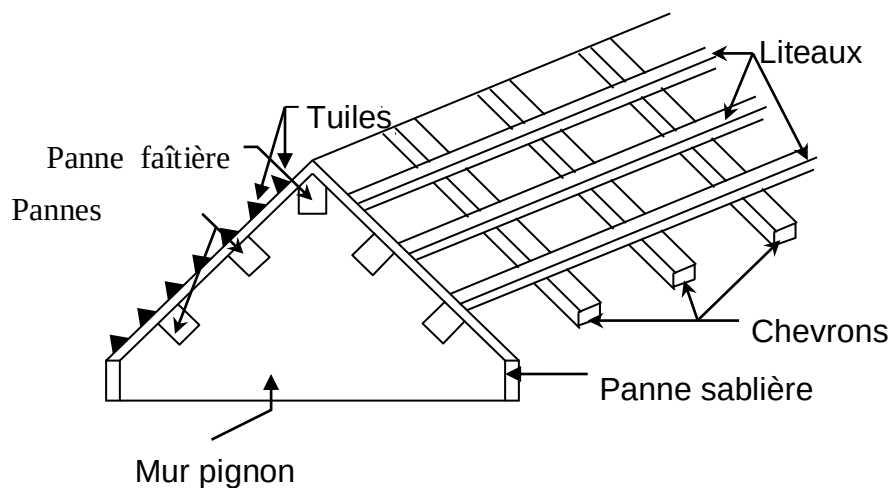


Figure I.2 : Schéma descriptif de la toiture.

I.3.7. Les voiles

Un voile est un élément qui a un rôle primordial dans la résistance et l'équilibre de la structure. Il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle, il soulage les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles). Comme il assure la stabilité de l'ensemble vis-à-vis des efforts sismiques.

I.3.8 Les fondations

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

Le choix des fondations dépend de l'importance de l'ouvrage ; la catégorie du sol d'implantation et les chargements.

I.4. Système de coffrage

On a opté pour un coffrage métallique pour les voiles et les portiques de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les plancher.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

I.5.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau de gâchage. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression, qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage du béton.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , qui est obtenue par plusieurs essais sur des éprouvettes normalisées.

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (**Art A2.1,11 BAEL 91 modifié 99**).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction : [ART / A – 2 . 12 . BAEL 91]

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Notion des Etats limites

On distingue deux états limites de calcul :

-Etat limite ultime de résistance.

-Etat limite de service.

❖ Etat limite ultime « ELU »

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), de stabilité de forme (flambement) et surtout de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage

La contrainte ultime en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A.4.3,41/BAEL91})$$

γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

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

θ : coefficient d'application.

$$\theta = 1 \quad \text{lorsque } j > 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0,9 \text{ lorsque } 1 \text{ heure} < j < 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0,8 \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

J : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous

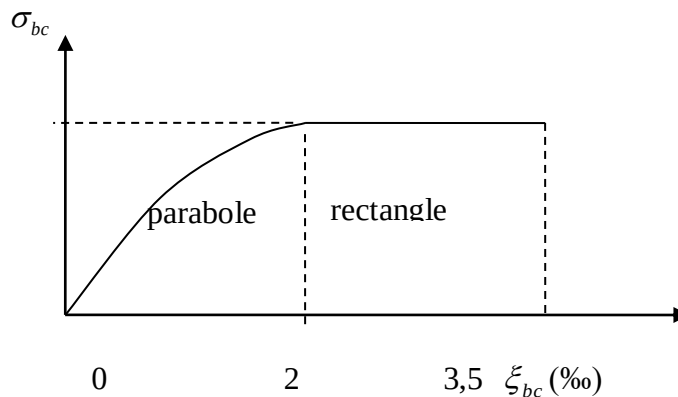


Figure I-3: Diagramme contrainte déformation du béton

Hypothèses de calcul à l'ELU : (Art A 4.3, 2 BAEL91)

-Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli).

-La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

-Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

-Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion, 2 ‰ en compression simple.

-L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰.

❖ Etat limite de service « ELS »

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).

- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).

- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

- La contrainte de compression du béton à l'ELS est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa (Art 4.5.2 BAEL91)}$$

$$\text{Pour } f_{c28}=25 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$$

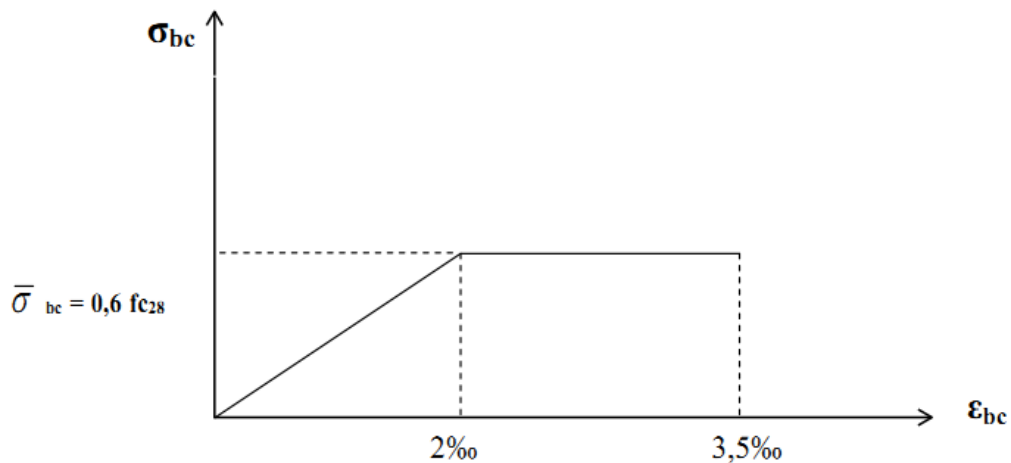


Figure I.4 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS

Hypothèses de calcul a l'ELS : (Art A 4.5, 1 BAEL91)

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$)

$n=15$: coefficient d'équivalence.

d) Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée selon [Art 5.1,21 /BAEL91 modifié 99] par la formule

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

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Avec : V_u : Effort tranchant dans la section étudiée

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la poutre

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration peu nuisible.**

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.**

e) Modules d'élasticité

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

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton**

(Article : A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 [\text{MPa}]$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton** : (art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$$

➤ **Module d'élasticité transversale:**

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91) :

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales.

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

$\Delta d/d$: La déformation relative transversale

$\Delta l/l$: La déformation relative longitudinale

$$\nu = \begin{cases} 0.2, & \text{à l'ELS} \\ 0, & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

f) Masse volumique du béton armé :

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

- ✓ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé. CPA 325
- ✓ 2500 daN/m³ s'il est armé.

Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement BAEL91:

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} = \frac{\epsilon t}{\epsilon l}$$

Il est pris égal à:

l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

I.5.2. L'acier

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence FeE400 $f_e = 400 \text{ MPa}$.
2. Acier rond lisse FeE235 $f_e = 235 \text{ MPa}$.
3. Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6 \text{ mm}$) $f_e = 500 \text{ MPa}$

a) **Module de déformation longitudinale:[Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]**

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000 \text{ [MPa]}$

b) **Contraintes limites de l'acier:**

Contrainte limite à L'ELU (Art.3.2/BAEL.91):

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

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

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que:

$\gamma_s = 1,15$ En situation courante

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle

Exemple

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

Tableau I.1 : Contraintes limites de l'acier

Contrainte limite de service

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de-là fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ Fissurations peu nuisibles [Art A.4.5,32/BAEL91modifié 99]

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation)

$$\bar{\sigma} = f_e$$

- ✓ Fissuration préjudiciable [Art A.4.5,33/BAEL91 modifié99]

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques,

$$\bar{\sigma} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n f_{t28}}\right\}$$

- ✓ Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 90\sqrt{n f_{t28}}\right\}$$

$\eta \equiv$ coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre > 6mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA de diamètre < 6mm.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

c) Diagramme des contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié su

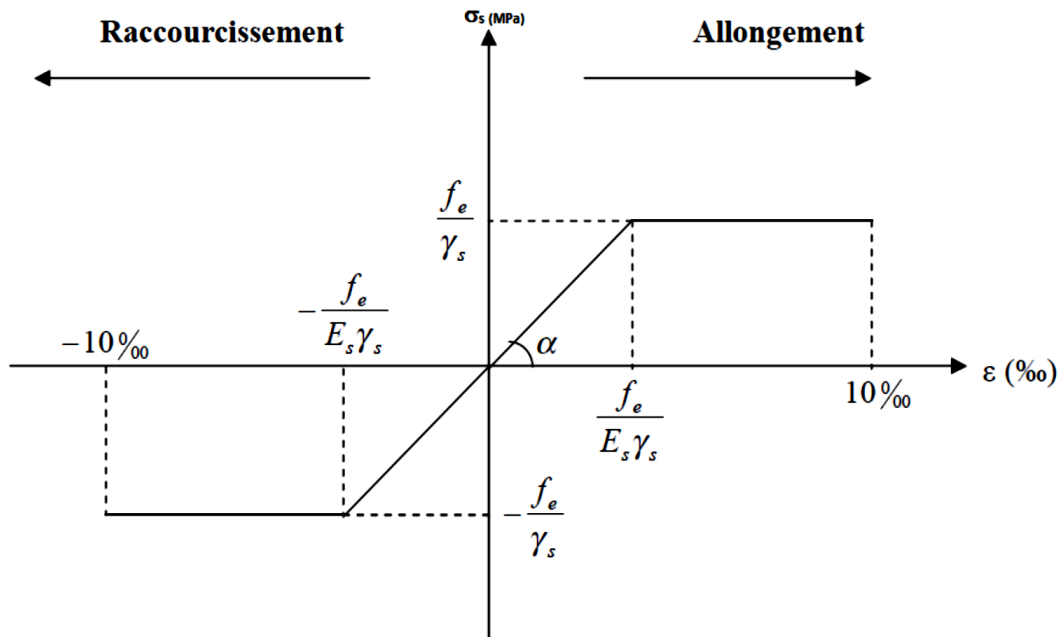


Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformation de l'acier

d) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)

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

- $C \geq 5\text{cm}$, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux

Exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3\text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) .

- $C \geq 1\text{cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux de construction, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des section en utilisant les règles en vigueur à savoir :

- RPA 99 version 2003
- CBA 93
- DTR BC2-2

Remarque

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.1.1. *plancher* :

Il s'agit de plancher constituer de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriqués

Le tout complété par une dalle de compression de 4cm d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{Avec :}$$

h_t : hauteur du plancher.

L : portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 385 - 25 = 360 \text{ cm}$$

D'où $h_t = 360/22,5 = 16$

On optera pour un plancher de 20 cm composée de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm .

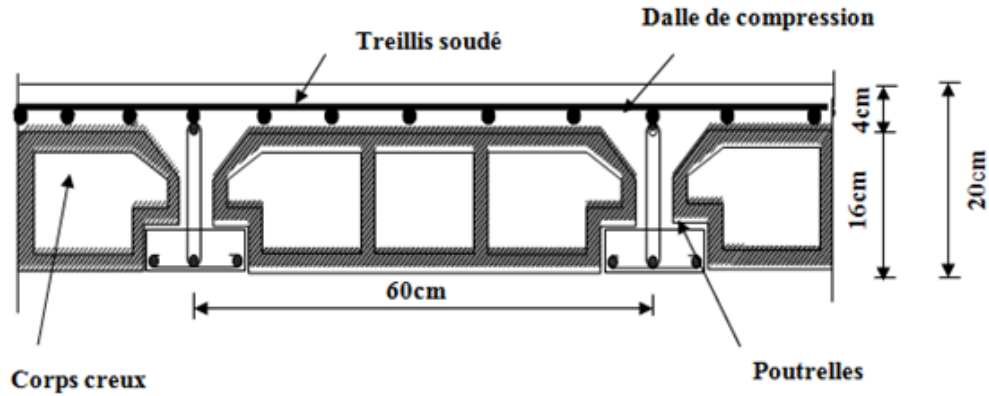


Figure II.1.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

II.1.2. Dalle pleine

L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est donnée par la formule suivante :

$$\frac{\ell}{20} \leq e_p \leq \frac{\ell}{15} .$$

$\ell = 1,35 \text{ m}$: portée libre.

e_p : épaisseur de la dalle.

$$\frac{135}{20} \leq e_p \leq \frac{135}{15} \rightarrow 6,75 \text{ cm} \leq e_p \leq 9,00 \text{ cm} .$$

On adoptera une épaisseur de $e_p = 15 \text{ cm}$.

II.1.3. Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le BAEL 91 modifier 99, les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,4ht \leq b \leq 0,7ht \end{array} \right\} \text{ art A.4.14 BAEL 91}$$

Avec:

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

Portée maximum entre nus d'appuis.

Elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.(Art 7.5.1)

1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$.

2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$.

3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$.

4. $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$ Tel que b_1 est la largeur du poteau.

a) Pré-dimensionnement de la poutre principales (sens transversale) :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles .la hauteur de la poutre est :

On a : $L_{\max}=400-25=375\text{cm}$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37,5\text{cm}$$

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

La largeur de la poutre : $0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad 14 \leq b \leq 24.5$

on prend $b=25\text{cm}$. Poutre principale PP (25×35) cm²

b)Pré-dimensionnement de la poutre secondaire(sens longitudinale)

Elles sont parallèles aux poutrelles

La hauteur de la poutre est :

On a $L_{MAX}=385-25=360$ cm.

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

on prend $h=30$ cm.

La largeur de la poutre :

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \leq b \leq 21$$

on prend $b=25$ cm. Poutre secondaire Ps (25×30) cm²

❖ Vérification des conditions exigées par le RPA :

Condition	Poutres Principales	Poutre Secondaires	Vérification
$h \geq 30$ [cm]	35 [cm]	30 [cm]	vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	25 [cm]	25 [cm]	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.2	vérifiée

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

D'où

poutre principale : 25×35 cm²

Poutre secondaire : 25×30 cm²

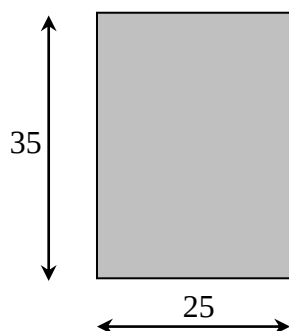


Figure II.1.2 : Dimensions de la poutre principale

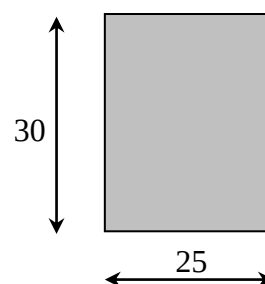


Figure II.1.3: Dimensions de la poutre secondaire

II.2. Evaluation des charges et surcharge

II.2.1. Charge permanente

a) Plancher terrasse

Eléments	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Carrelages	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.03	18	0.54
Plancher en corps creux dalle de compression	0.20	-	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Étanchéité multicouche	2	0.095	0.19
Cloison de séparation interne	0.1	-	1.00
G total =			5.57

Tableau II.2.a : Charges revenant au Plancher terrasse

b) TOITURE

N°	Désignation	G (KN / m ²)
1	Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris	0.4
2	Chevrans, pannes	0.1
3	Murs pignons	0,9
		G_{Total} =1,4

Tableau II.2.b : Charges revenant au Plancher terrasse

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

c) Plancher étage courants

Eléments	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Carrelages	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.03	18	0.54
Plancher en corps creux dalle de compression	0.20	-	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloison de séparation interne	0.1	-	1.00
G total =			5.38

Tableau II.2.c : Charges revenant au Plancher étage courants

d) Les murs extérieurs

Eléments	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Enduit de ciment	0.03	18	0.54
Cloisons en brique creuse 12 trous	0.15	-	1.30
Lame d'air	0.05	-	-
Cloison en brique creuse 8 trous	0.10	-	0.9
Enduit de plâtre face intérieure	0.02	10	0.20
G total			2.94

Tableau II.2.d : Charges revenant aux murs extérieurs

e) Murs intérieurs

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	épaisseur	Charge G(kg/m
01	Enduit de plâtre	4	1200	48
02	Brique creuse	10	1500	150
				Totale $G_t=198 \text{ kg/m}^2$

Tableau II.2.e : Charges revenant aux murs intérieurs

II.2.2. Charge d'exploitation

Elément	Surcharge Q(KN/m ²)
Toiture	1
Plancher étage courant à usage (habitation)	1.5
Plancher du RDC à usage commerce	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Chéneau	1

Tableau II.2.f : Charge d'exploitation des éléments

II.3.Surface d'influences

II.3.1. la surface revenant au poteau le plus sollicité(B5) est

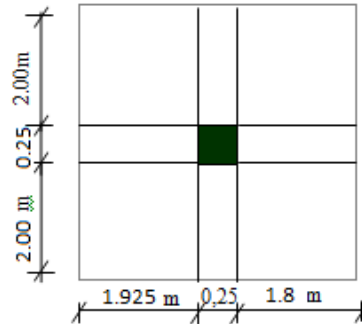


Figure II.3.1 : Surface d'influence du poteau « B5 »

$$S = (1.925 + 1.8) \times (2 + 2) = 14.9 \text{ m}^2$$

II-3-2) la surface revenant au poteau le plus sollicité dans la toiture (C2)

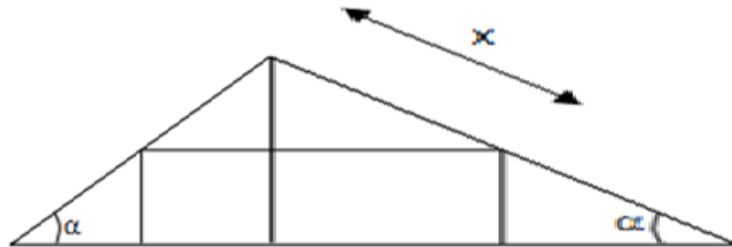


Figure II.3.2 : Surface d'influence du poteau dans la toiture « C2 »

Calcule α : $\text{tg } \alpha = \frac{1.25}{7.5} = 0.166 \rightarrow \alpha = 9^\circ$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.25}{4} = 0.312 \rightarrow \alpha = 17.35^\circ$$

Calcule de x: $x = \frac{2}{\cos \alpha} = \frac{2}{0.945} = 2.115 \text{ m}$

$$x = \frac{2}{\cos \alpha} = \frac{2}{0.987} = 2.024 \text{ m}$$

Calcul de la surface de la toiture inclinée S_t :

$$S_t = (2.115 \times 1.8) + (2.115 \times 1.925) + (2.024 \times 1.8) + (1.925 + 2.024)$$

$$S_t = 15.417 \text{ m}^2$$

II.3.3. Calcul des poids propre des éléments

Toiture

$$P = 1.4 \times 15.417 = 21.583 \text{ KN}$$

Terrasse accessible :

$$P = G \times S_t$$

$$P = 5.57 \times 14.9 = \text{KN}$$

Etages courants :

$$P = G \times S_t$$

$$P = 5.38 \times 14.9 = 80.162 \text{ KN}$$

Les poutres

Poutre principale

$$P_{pp} = (2+2) \times (0.25 \times 0.35) \times 25 = 8.75 \text{ KN}$$

Poutre secondaire

$$P_{ps} = (1.925 + 1.8) \times (0.25 \times 0.30) \times 25 = 6.98 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres

$$P_{\text{tot}} = 8.75 + 6.98 = 15.73 \text{ KN}$$

Poids des poteaux

La toiture :

$$P=1.25 \times (0.25 \times 0.25) \times 25 = 1.95 \text{ KN}$$

Dernière étage :

$$P= 3 \times (0.25 \times 0.25) \times 25 = 4.688 \text{ KN}$$

Etage courant :

$$P=2.97 \times (0.25 \times 0.25) \times 25 = 4.64 \text{ KN}$$

RDC :

$$P=4.08 \times (0.25 \times 0.25) \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

II.3.4. Surcharge d'exploitation

$$\text{Toiture } Q_t \times S_t = 15.417 \times 1 = 15.417 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher dernière étage } Q_d \times S_t = 15.417 \times 1 = 15.417 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courant et RDC } Q_{EC} \times S_t = 14.9 \times 1.5 = 22.35 \text{ KN}$$

II.3.5. La loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étages

- Définition de la descente de charge :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Les règles du BAEL nous impose une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité de chargement sur tout les planchers

$$\sum 0 = Q_0$$

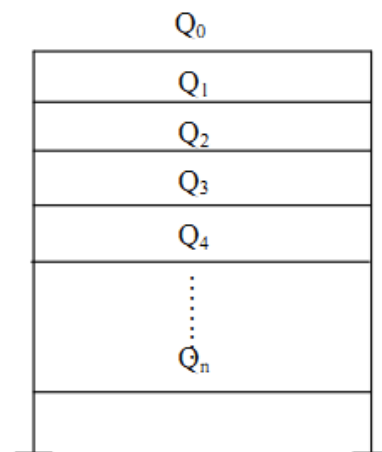
$$\sum 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum 2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum 3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum 4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\sum n = \frac{n+3}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$



Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	toiture	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.69

Tableau II.3.5.1 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux

Niveau	La loi de dégression	La charge [KN]
Toiture	Q_0	15.417
07	Q_0+Q_1 $=15.417+15.417$	30.834
06	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$ $=15.417+0.95 (15.417+22.35)$	51.296
05	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$ $=15.417+0.90 (15.417+22.35 \times 2)$	69.522
04	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ $=15.417+0.85 (15.417+22.35 \times 3)$	85.513
03	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ $=15.417+0.80 (15.417+22.35 \times 4)$	99.271
02	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ $=15.417+0.75 (15.417+22.35 \times 5)$	110.792
01	$Q_0+0.72 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ $=15.417+0.714 (15.417+22.35 \times 6)$	122.17
RDC	$Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ $=15.417+0.69 (15.417+22.35 \times 7)$	134.005

Tableau II.3.5.2 : Récapitulatif de la dégression des charges:

II.6.Pré-dimensionnement des poteaux :

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

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

On calculera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN] QC	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section [cm ²]	
Niveaux	Poids des planches [KN]	Poids des poutres [KN]	Poids des poteaux [KN]	$G_{(i)}$ [KN]	G Cumulée [KN]	Surcharges d'exploitation [KN]	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [KN]	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée (b x h) [cm ²]
toiture	21.583	15.73	1.95	39.263	39.263	15.417	54.68	36.45	30 x 30
07	80.162	15.73	4.688	100.58	139.834	30.317	170.151	113.434	30 x 30
06	80.162	15.73	4.64	100.53	240.373	50.80	291.173	194.115	30 x 30
05	80.162	15.73	4.64	100.53	340.903	69.057	409.96	273.307	30x 30
04	80.162	15.73	4.64	100.53	441.433	85.07	526.503	351.002	35 x 35
03	80.162	15.73	4.64	100.53	541.963	98.857	640.813	427.209	35 x 35
02	80.162	15.73	4.64	100.53	642.493	110.40	752.893	501.929	35 x 35
01	80.162	15.73	4.64	100.53	743.023	121.803	864.826	576.551	40x 40
RDC	80.162	15.73	6.375	102.267	843.553	133.649	977.202	651.468	40x 40

Tableau II.6 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges

La section du poteau donnée par la formule suivante :

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

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

Selon le (RPA99 version 2003 art 7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la **zone IIa**, on a :

- ✓ $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\min(b, h) \geq h_e / 20$ h_e est la hauteur libre entre étages
- ✓ $1/4 \leq b/h \leq 4$

Remarque :

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

II-7) Rotule plastique

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique (Selon l'article 7.6.2 de RPA 99 Version 2003) que :

$$M_n + M_s \geq 1.25 (M_w + M_s).$$

Comme on ne connaît pas le moment on peut l'approcher par :

$$\text{On a: } \sigma = M_v / I, \text{ donc } M = \sigma I / v$$

$$\sigma I_{pot}/v + \sigma I_{pot}/v \geq 1.25 (\sigma I_{pout}/v + \sigma I_{pout}/v)$$

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$$

Poutres principales (25x35)

$$I_{pout} = (0.25 \times 0.35^3) / 12 = 8.93 \times 10^{-4} \text{ [m}^4\text{]}$$

$$I_{pot} \geq 1.25 \times 8.93 \times 10^{-4} = 1.11 \times 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]}.$$

On commence la condition minimale de RPA :

➤ 30x30

$$I_{Pot} = (0.30 \times 0.30^3) / 12 = 6.75 \times 10^{-4} \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{condition non vérifiée}$$

➤ 35x35

$$I_{Pot} = (0.35 \times 0.35^3) / 12 = 1.25 \times 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ 40x40

$$I_{Pot} = (0.40 \times 0.40^3) / 12 = 2.13 \times 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{condition vérifiée}$$

D'où la section adoptée est : 40x40 cm²

II.8-Vérification relatives aux exigences du RPA

Selon le RPA 99 révision 2003 (article A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b, h) ≥ 25cm; en zone IIa

Min (b, h) ≥ he/20

he : la hauteur libre entre étages

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4\text{cm} \leq 40\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4.$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{277}{20} = 13.85\text{cm} \leq 35\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4.$	Condition vérifiée
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{265}{20} = 13.25\text{cm} \leq 30\text{cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4.$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4.$	Condition vérifiée

**Tableau II.7 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99
(Art 7.4.1)**

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA

II.8. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont lancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda : \frac{L_f}{i} \leq 50. \text{ Avec } L_f : \text{longueur de flambement.}$$

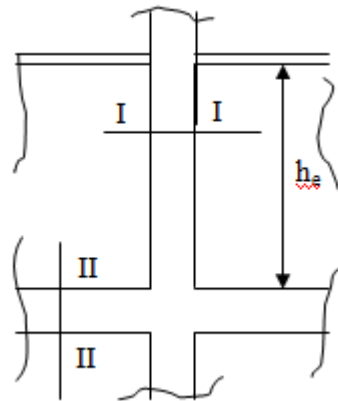
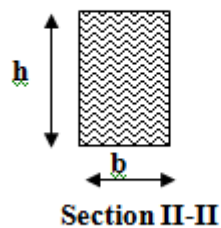
L_0 : longueur libre entre la face supérieure du plancher

Successif.

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

I : moment d'inertie du poteau

$$S = b \times h$$



Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12bh}}} = \frac{2,42L_0}{b} \leq 50.$$

Poteaux de (40 x 40) [cm²] pour :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Donc:

$$\lambda = 2,42 \frac{l_0}{b} \text{ car on a } b=h=0.40\text{m}$$

-RDC: $\lambda = 2.42 \times 3.88 / 0.40 = 23.47 < 50 \longrightarrow$ condition vérifiée.

-étage courants: $\lambda = 2.42 \times 2.77 / 0.40 = 16.76 < 50 \longrightarrow$ condition vérifiée.

-étages de la comble: $\lambda = 2.42 \times 2.65 / 0.40 = 16.03 < 50 \longrightarrow$ condition vérifiée

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée

II.9.Pré-dimensionnement des voiles.

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

D'après le règlement (RPA 99 version 2003, art 7.7.1) : sont considérées comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq 4a$

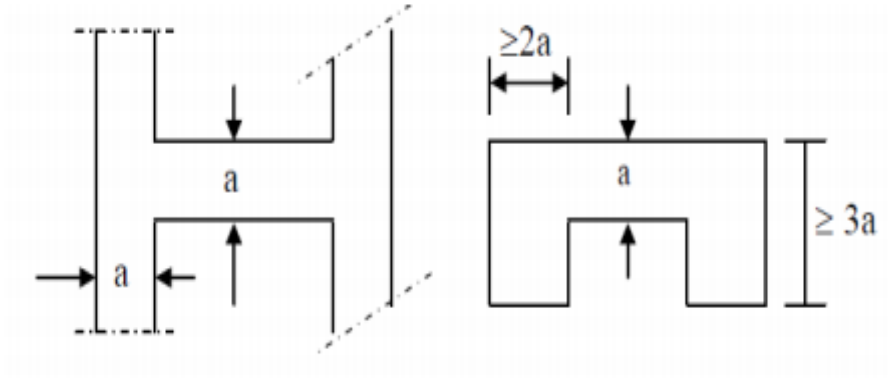
Avec :

L : portée min des voiles

a : épaisseur des voiles

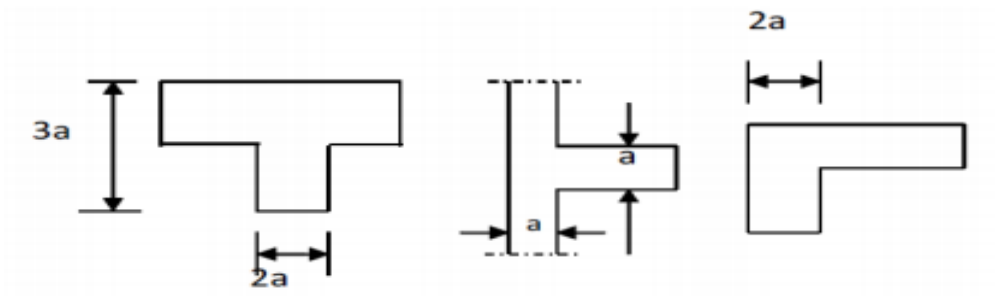
L'épaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$. De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme est indiqué sur la figure ci-après :

1^{er} cas :



$$a \geq \frac{he}{25}$$

2^{em} cas :



$$a \geq \frac{he}{22}$$

3^{em} cas :

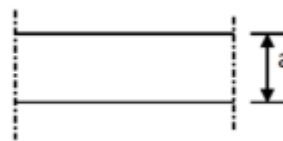


Figure II-9 –a : Coupe des voiles en plan

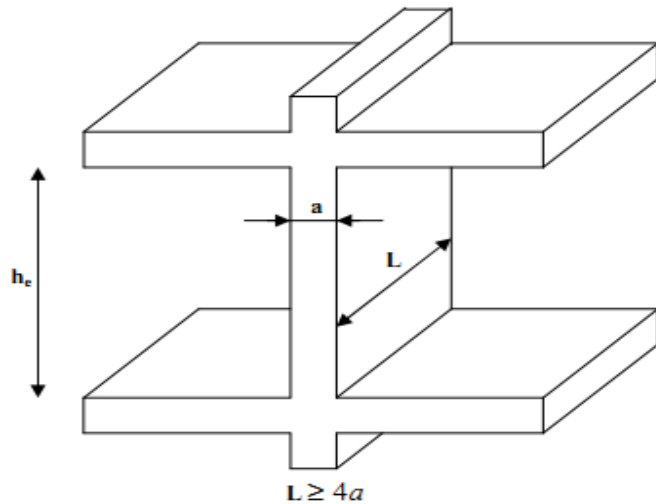


Figure II-9 –b : Coupe d'un voile en élévation

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

$$a \geq \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} .$$

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

RDC :

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

$$h_e = H - e_{\text{dalle}}$$

H : hauteur du RDC

e : épaisseur de la dalle = 20 cm

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

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

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow 105 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on opte pour une épaisseur } \mathbf{a=20 \text{ cm}}$$

Condition vérifiée

Etage courant :

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

$$he = H - e_{\text{dalle}}$$

H : hauteur d'étage courant

e : épaisseur de la dalle = 20 cm

$$he = 297 - 20 = 277 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{277}{20} = 13.85 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 15 \text{ cm}$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow 105 \text{ cm} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on opte pour une épaisseur } \mathbf{a=15 \text{ cm}}$$

Condition vérifiée

II.10. Récapitulatifs des Pré dimensionnement:

Les dimensions des éléments de notre structure sont comme suit:

éléments	Dimensions
Plancher en corps creux	20 (cm).
Plancher en dalle plein	15 (cm).
Poutres principales	25x35 (cm ²).
Poutres secondaires	25x30 (cm ²).
Poteaux	RDC/ETC1(40x40 cm ²).
	ETC2/ETC4(35x35 cm ²).
	ETC5/ETT(30x30 cm ²).
Voiles	RDC (20cm)
	ETC (15cm)

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif

III.1.Planchers

Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

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

III.1.1.Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

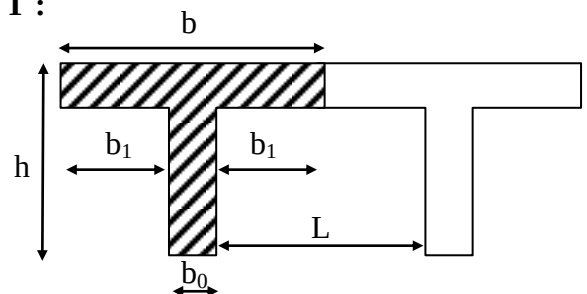


Figure III.1.

III.1.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles

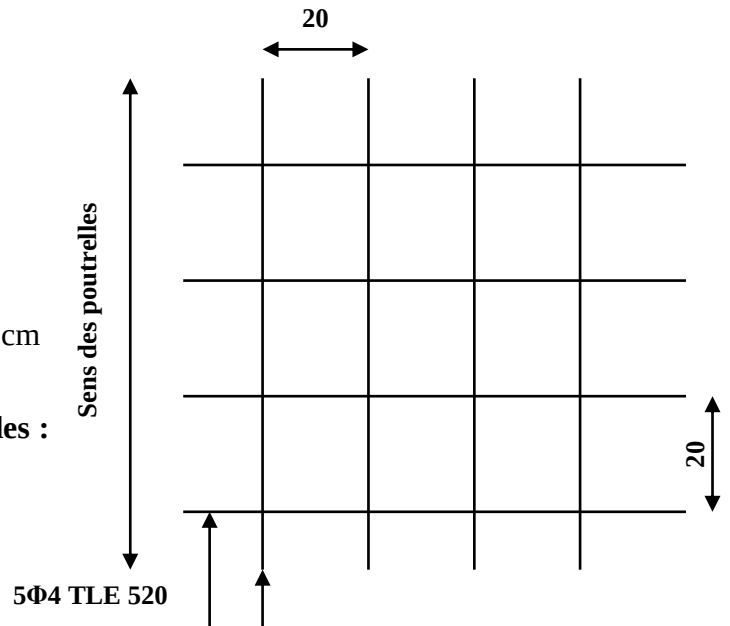
(50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$; e = 20 cm

III.1.1.2 Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; e = 20 cm



**Ferraillage de la dalle de compression
avec un treillis soudé 20x20cm**

III.1.2 Calcul de la poutrelle à l'ELU:

III.1.2.1 Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.2.2 combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.3 calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.85^2}{8} = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.85}{2} = 4.813 \text{ KN}$$

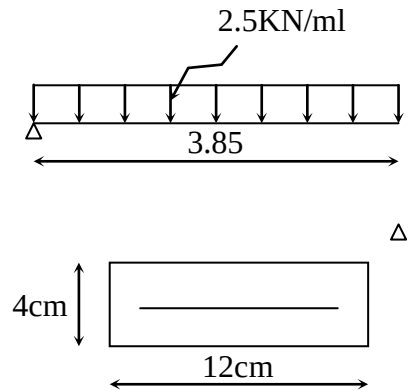


Figure III.2

III.1.2.4 ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{5.00 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.335 > 0.392$$

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

donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III.1.2.5 Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC .

- surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

III.1.2.6 Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.183 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 4.472 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.7 Choix de la méthode :

$$1. \quad \begin{cases} Q=0.975 \text{ KN/ml} < 2G=6.994 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{360}{385} = 0.935 ; \frac{385}{320} = 1.2 ; \frac{320}{385} = 0.831 \quad \frac{385}{360} = 1.069 \quad ; \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.1.3 Principe de la méthode:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

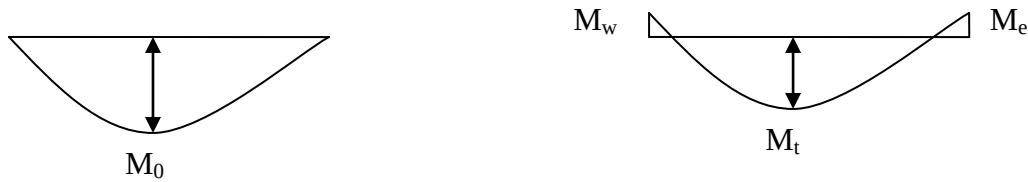


Figure III.1.3 : Diagramme des moments (principe de la méthode

III.1.3.1.Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha=0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nœud d'appuis

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

Avec L : longueur de la travée entre noeud d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

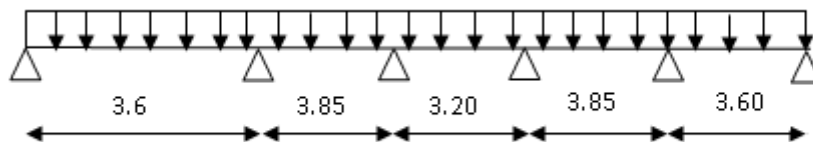


Figure III.10 : Schéma statique

III.1.3.2. calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.497} = 0.218 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.218$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.065$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533 \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

III.1.3.3 calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.633 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748 M_0$$

On prend $M_t = 0.75 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698 M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.574 M_0$$

On prend $M_t = 0.70 M_0$

III.1.3.4. Calcul des Moments isostatiques:

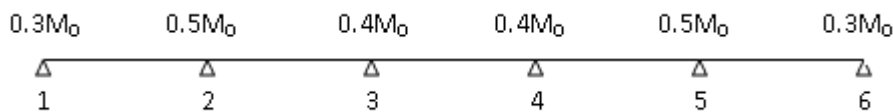


Figure III.3.2 : moments sur appuis

$$M_{012} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.183 \times (3.6)^2 / 8 = 10.016 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.183 \times (3.85)^2 / 8 = 11.456 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.183 \times (3.2)^2 / 8 = 7.914 \text{ KN.m}$$

III.1.3.5. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_6 = 0.3 M_{012} = 3.005 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 5.728 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 4.582 \text{ KN.m}$$

III.1.3.6 calcul des efforts tranchants :

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$M_w(\text{KN.m})$	3.005	5.728	4.582	4.582	5.728
$M_e(\text{KN.m})$	5.728	4.582	4.582	5.728	3.005
$T_w(\text{KN})$	-11.889	-11.605	-9.893	-12.12	-10.373
$T_e(\text{KN})$	10.37	12.2	9.893	11.685	11.886
$M_t(\text{KN.m})$	7.512	4.01	3.207	4.01	7.512

III.1.3.7 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

a) diagramme des moments

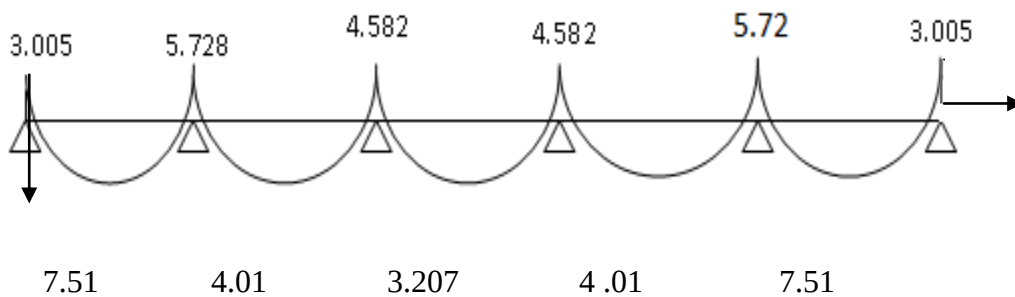


Figure III.3.3

b) diagramme des efforts tranchants :

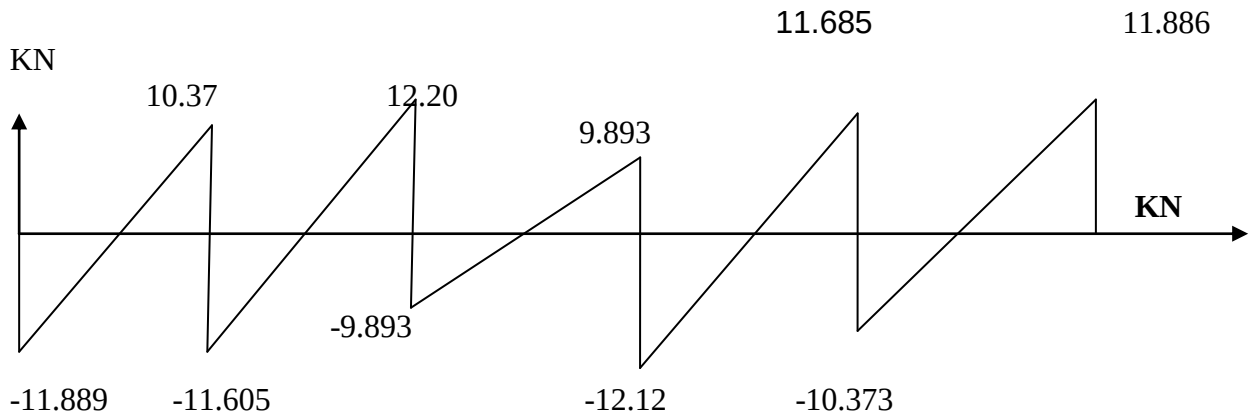


Figure III.3.4

III.1.3.8 Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 7.512 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5.728 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 12.2 + 9.893 = 22.093 \text{ KN}$$

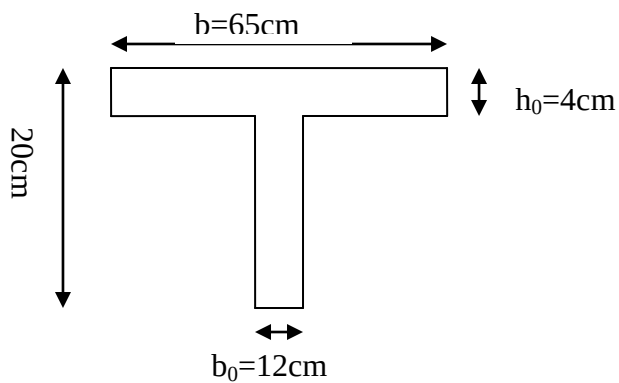


Figure III.3.5 : Section de la poutre en Té

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 7.512 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7.512 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.025 \rightarrow \beta = 0.9875$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.512 \times 10^3}{0.9875 \times 18 \times 348} = 1.214 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.214 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 5.728 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5.728 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.104 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.104 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.728 \times 10^3}{0.945 \times 18 \times 348} = 0.968 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.968 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

Espacement des armatures transversales :

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

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.1.3.9 Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$T_{\max} = 12.2 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{12.2 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.565 \text{ MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0.565 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{22.093 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 1.448 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.448 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6 \text{ KN.} \quad V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 11.889 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 22.093 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_u^{\max}}{0.9d})$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (11.889 - \frac{3.005}{0.9 \times 0.18}) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (11.889 - 18.549)$$

$$A_a = 1.57 \geq -0.191 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (22.093 - \frac{5.728}{0.9 \times 0.18}) = -0.635 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.381 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de $0.4l_s = 14.108\phi$.

III.1.4 Calcul de la poutrelle à l'ELS:

III .1.4.1 calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.497} = 0.218 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.218$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.065$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533 \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

III .1.4.2 calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.633 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748 M_0$$

On prend $M_t = 0.75 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698 M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.574 M_0$$

On prend $M_t = 0.70 M_0$

III .1.4.3 calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 4.472 \text{ KN/ml}$$

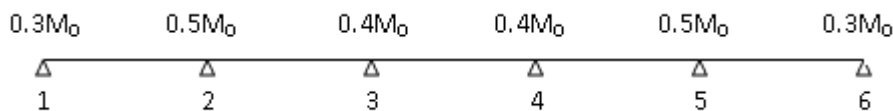


Figure III.1.4: moments sur appuis.

$$M_{012} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.472 \times (3.6)^2 / 8 = 7.245 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.472 \times (3.85)^2 / 8 = 8.286 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.472 \times (3.2)^2 / 8 = 5.724 \text{ KN.m}$$

III .1.4.4 Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_6 = 0.3 M_{012} = 2.174 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 4.143 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3.314 \text{ KN.m}$$

III .1.4.5 calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$M_w(\text{KN.m})$	2.174	4.143	3.314	3.314	4.143
$M_e(\text{KN.m})$	4.143	3.314	3.314	4.143	2.174
$T_w(\text{KN})$	-8.597	-8.393	-7.155	-8.824	-7.503
$T_e(\text{KN})$	7.502	8.824	7.155	8.393	8.596
$M_t(\text{KN.m})$	5.434	5.8	4.007	5.8	5.434

III .1.4.6.Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

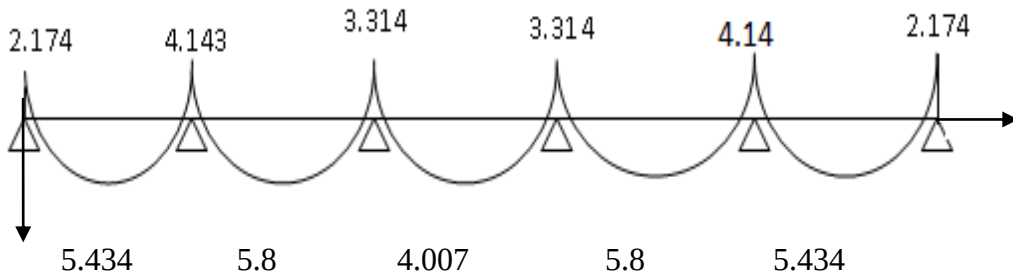


Figure III.4.1

b) diagramme des efforts tranchants :

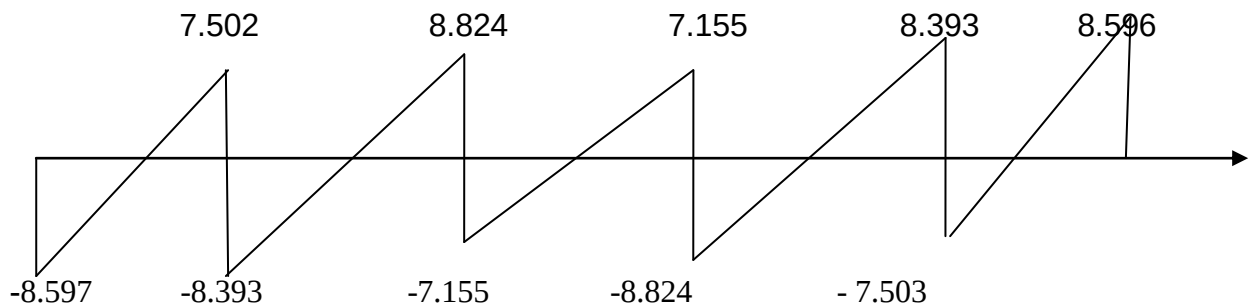


Figure III.4.2

III .1.4.7 Vérifications à L'ELS :

-Etat limite de la compression du béton :

- en travée :

$$M_t^{\max} = 5.8 \text{ KN.m}$$

-contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.088$$

$$\rho_1 = 1.088 \rightarrow \beta_1 = 0.8565 \rightarrow K = 19.84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.8 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 160.087 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

- **La contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{160.087}{19.84} = 8.069 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 4.143 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.877 \rightarrow K = 25.49$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.143 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 1.57} = 170.87 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{170.87}{25.49} = 6.703 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.703 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III .1.4.8 Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

- **Etat limite de déformation :**

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec} \quad h : \text{hauteur totale} : h = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad L : \text{portée entre nus d'appuis}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures tendues.}$$

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique

M_s : le moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{385} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}.$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

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

III.1.5 Calcul de la flèche :

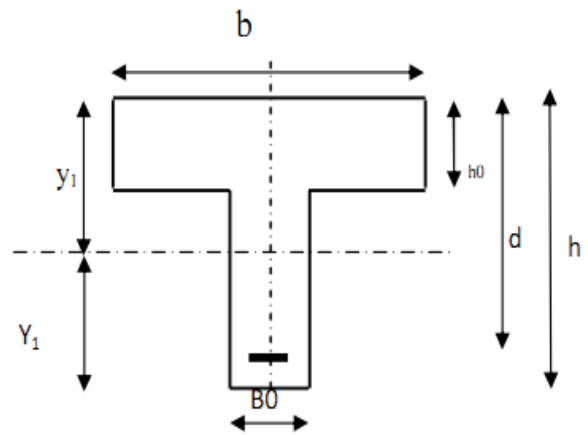
On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_f} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogénéisée.



$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$$S_{xx'} = 3458.5 \text{ cm}^2.$$

- Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2.$$

- Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times [A_s(V_2 - c)^2]$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times [2.35(12.91 - 2)^2]$$

$$I_0 = 20003.26 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients : λ_v, μ, I_{fv}

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.57}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0108} = 1.5$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0.495; 0 \} = 0.495$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.26}{1 + 0.495 \times 1.53} = 12520.89 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_f} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad f = \frac{5.8 \times 3.85^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12520.89 \times 10^{-8}} = 0.00635 \text{ m}$$

$$f = 6.35 \text{ mm} < \bar{f} = 7.7 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

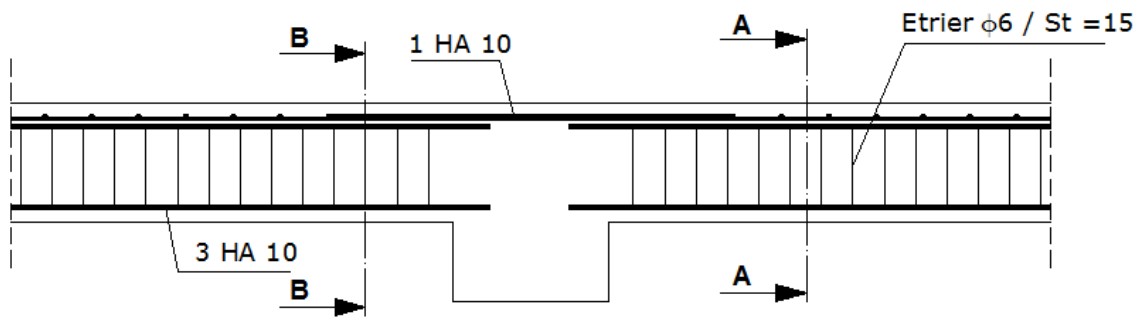


Figure III.5.1: Ferrailage de la poutrelle

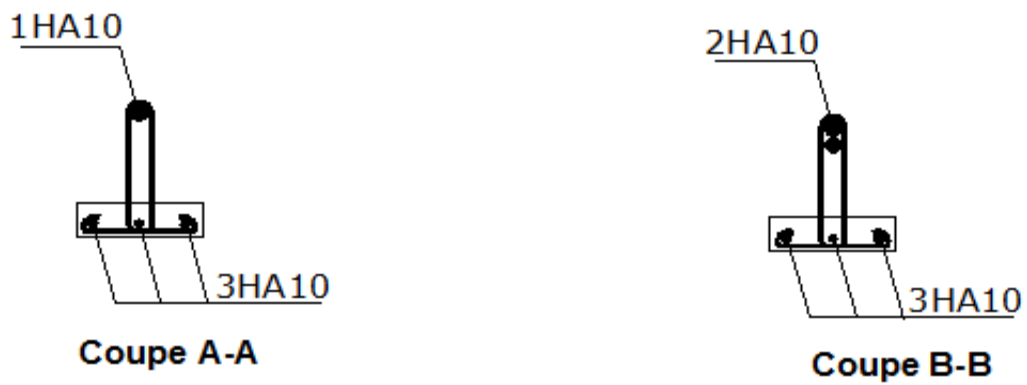


Figure III.5.2

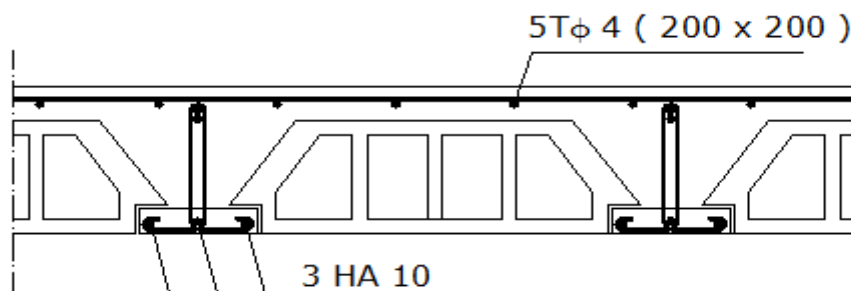
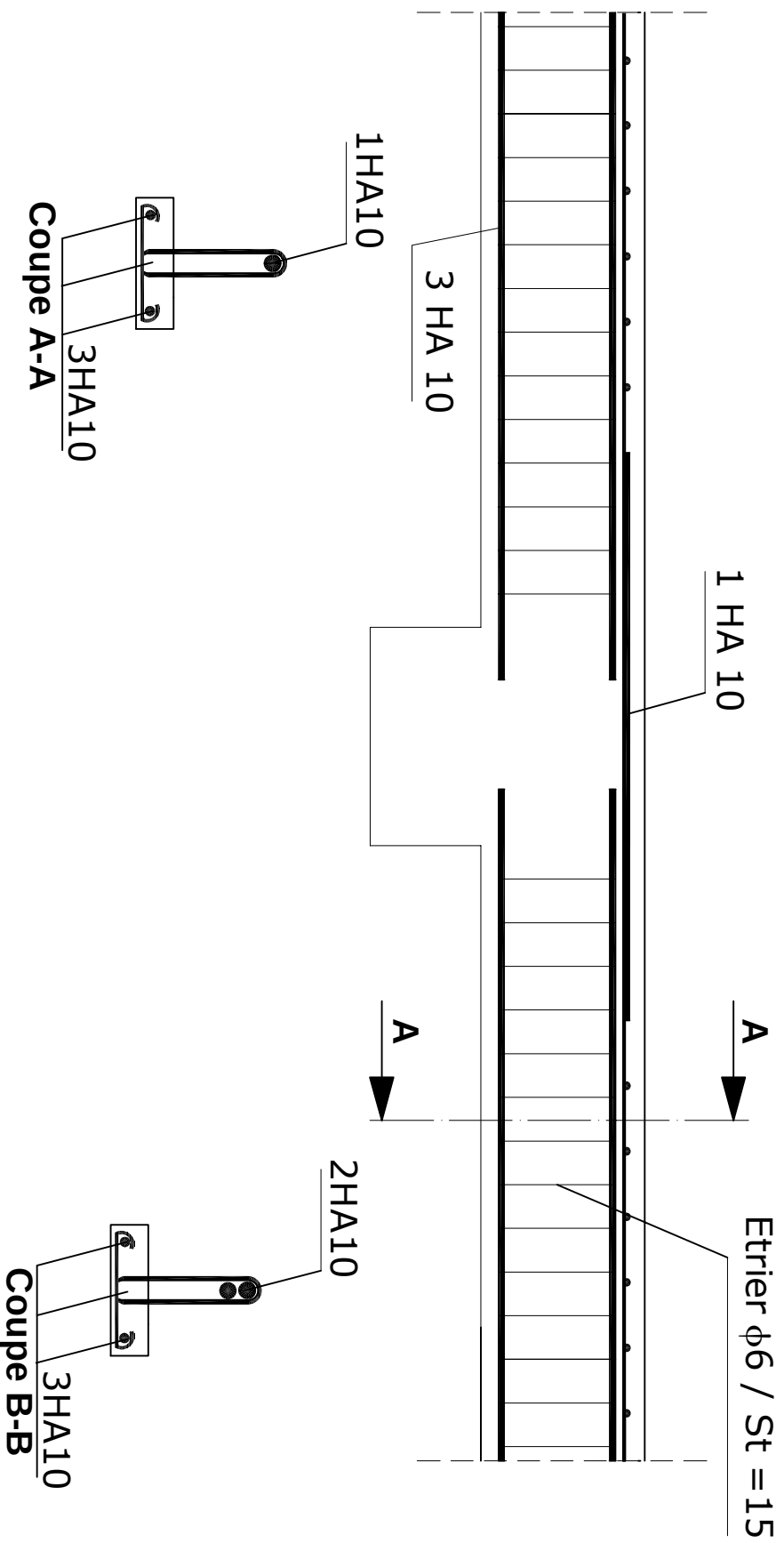


Figure III.5.3: Plan du ferrailage de plancher



<u>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU</u> <u>Faculté du Genie de la Construction</u> <u>Département de Génie Civil</u>			
ferrailage			
Proposé par:	BET : C.E.A.T	octobre 2019	
Présenté par:	Mr: ZEMOUMI FARID Mr: SEHIL, TARIK	Plan:	
Encadré par:	Mme: SI AHMED	Echelle:	

III.2. BALCONS :

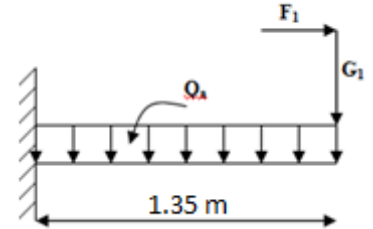
Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm} . \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$



III.2.1 Détermination des Charges et surcharges du balcon:

1-Les charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	PoidsKN/m ²
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	18	0,03	0,54
Couche de sable	22	0,03	0,66
Enduit de mortier de ciment	33	0,01	0,33
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	G₁=5.72

Tableau III .2.1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

Poids propre du garde corps : **G2 = 1 KN/ml**

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5 \text{ KN /m}^2 \text{ (uniformément répartie)}$$

Remarque : Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

2- Combinaisons de charge :

$$\begin{aligned}
 q_{u1} &= 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,972 \text{ KN/ml} \\
 E.L.U \rightarrow & \left\{ \begin{aligned} q_{u2} &= 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right. \\
 E.L.S \rightarrow & \left\{ \begin{aligned} q_{s1} &= G_1 + Q_1 = 9,22 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} &= G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

3-Calcul des moments de l'encastrement :

l'E.L.U :

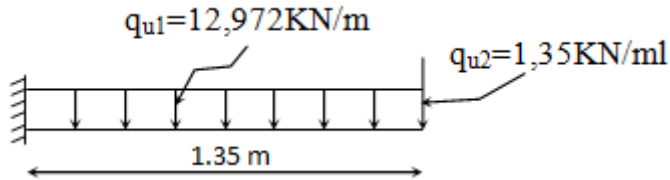


Figure III.2.2:Schéma statique du balcon

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.972 \times 1.35^2}{2} = 11.821 \text{ kN.m.}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1,35 \times 1.35 = 1.823 \text{ N.m}$$

⇒ **Le moment total :**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.821 + 1.823 = 13.644 \text{ kN.m.}$$

l'E.L.S :

- Le moment provoqué par la charge q_{s1} est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{9.22 \times 1.35^2}{2} = 8.402 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{s2} est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1 \times 1.35 = 1.35 \text{ kN.m}$$

⇒ **Le moment total agissant aura la valeur :**

$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 8.402 + 1.35 = 9.752 \text{ kN.m}$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.644 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,0569 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0569 \rightarrow \alpha = 0,0734 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.644 \times 10^6}{0,971 \times 130 \times 34800} = 3.11 \text{ cm}^2$$

On adopt 5HA12 → $A = 5.65 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 $\rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_{r2} = 25 \text{ cm}$

4-Vérifications à L'ELU :

a-Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

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

$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b-Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art 6.13/BAEL 91)

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

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

$$\sum U_i = 5 \pi 12 = 188.4 \text{ mm}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 18.862 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{18.862 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 130 \cdot 188.4} = 0.856 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c-Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{18.862 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.145 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Pas de risque de cisaillement $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d-Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

e-Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(13 - y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395,9 \Rightarrow y = 3,369\text{cm}$$

$$I = 6741,91 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} \times l}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,22 \times 1,2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,8384 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,8384 \times 10^6}{67419100} \times 33,69 = 3,91 < 15\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f-Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Valeur de β_1 :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \Rightarrow \beta_1 = 0,899$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 9,752 \times 10^6 / 0,899 \times 130 \times 5,65 \times 10^2 = 147,687\text{Mpa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.}$$

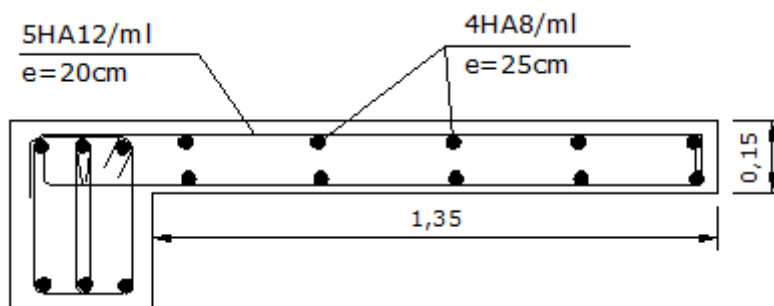


Figure III.2.3—schéma Ferrailage du balcon

III.3. Les escaliers :

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

- escalier du RDC : a trois volés avec deux paliers intermédiaires
- escalier d'autres niveaux : sont à deux volés avec un palier intermédiaire

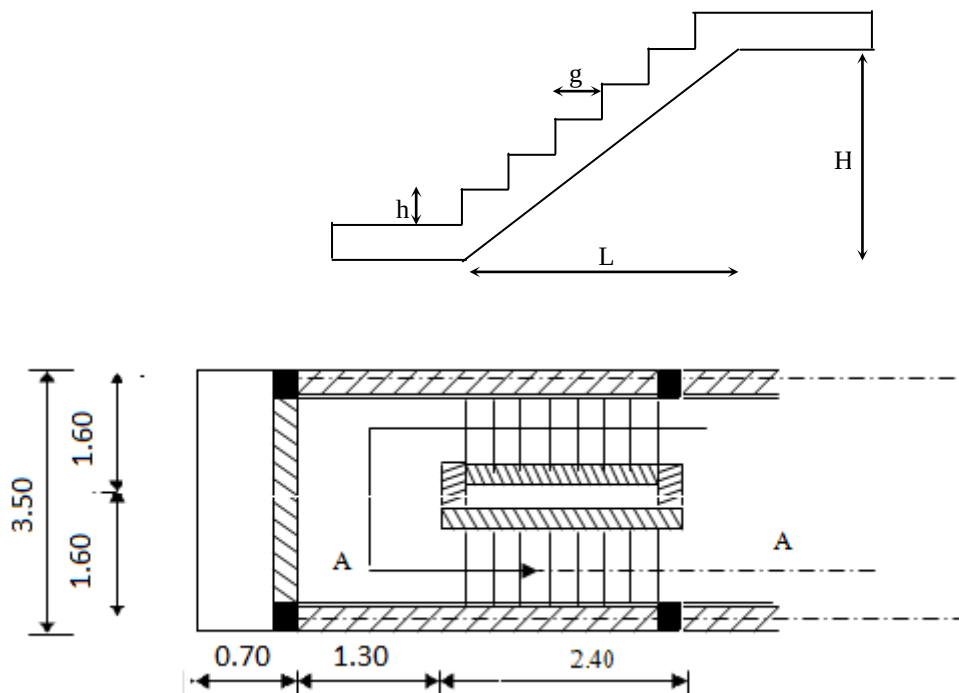


Figure III.3 escalier en plan

Terminologie :

g: giron.

H:hauteur de la paillasse.

h: hauteur de la contre marche.

III.3.1 Calcul de l'escalier de l'étage courant :

1- **Pré dimensionnement:** le dimensionnement des marches et contre marche se fera par la formule de "BLONDEL" $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm].

$$\begin{cases} n \times h = H \\ (n-1) g = L \end{cases} \rightarrow 64 n^2 - (2H+L+64) n + 2H = 0$$

$$2h + g = 64$$

La résolution de l'équation de 2^{ème} degré nous donne n.

→ Donc : le nombre de contre marche $n = 9$

le nombre de marche $(n-1) = (9-1) = 8$ marches. On aura alors :

$$h = H / n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

$$G = L / (n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

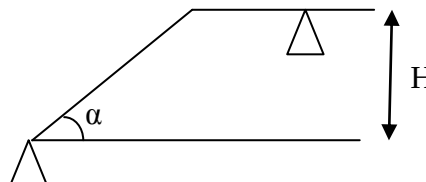
Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 2h + g = 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.2 Pré dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donné par la relation $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$ avec L_0 : longueur du palier et de la paillasse.

$$\tan \alpha = H/L = 153/240 = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$



1. Étude de la volée d'étage courant :

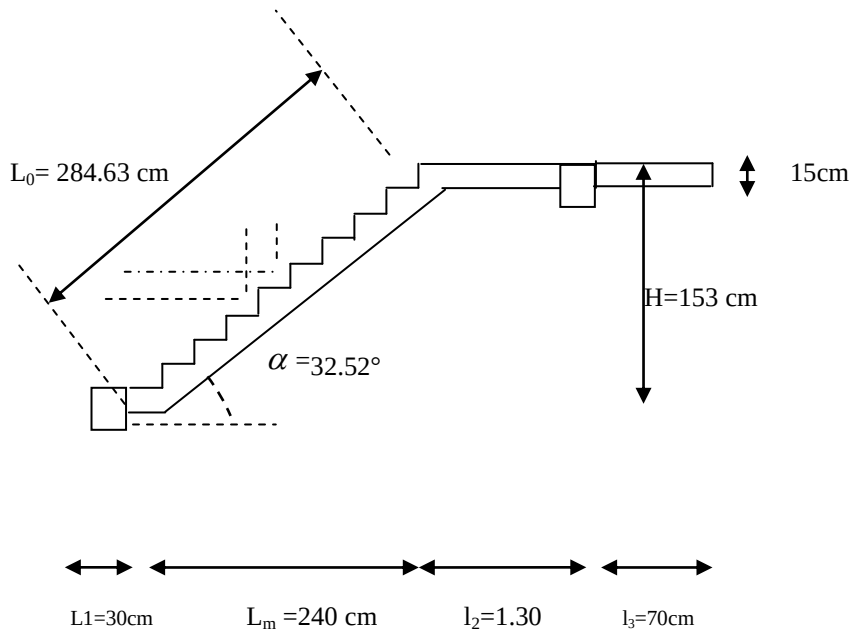


Fig.3.6 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

$$\cos \alpha = L_m / L_0 \longrightarrow L_0 = L_m / \cos \alpha = 240 / \cos 32.52 = 284.63 \text{ cm.}$$

$$L_0 = L_1 + l_2 + L_m = 30 + 284.63 + 130 = 444.63 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

L_0 : longueur réelle de la paillasse.

$$444.63/30 \leq ep \leq 444.63/20 \longrightarrow 14.82 \leq ep \leq 22.23$$

On opte pour $ep = 18 \text{ cm}$.

2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera, pour une bonde de (1m) d'emmarchement et une bonde de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a)- La paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.18 \times 1 / \cos 32.52 = 5.33 \text{ KN/m}^2$.

- Poids de la marche : $22 \times 0.17 / 2 = 1.87 \text{ KN/m}^2$.

- Poids de carrelage scellé : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.

- Lit de sable (2 cm) : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$.

- Poids de mortier de pose : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.

- Enduit de ciment (1.5 cm) : $= 0.33 \text{ KN/m}^2$.

- Poids du garde corps : $= 0.2 \text{ KN/m}^2$.

$$N G_p = 8.98 \text{ KN/m}^2$$

b)- Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.18 = 4.5 \text{ KN/m}^2$.

- Poids de revêtement $= 1.77 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 6.27 \text{ KN/m}^2$$

C) Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3.04 - 0.18) \times 2.94 \times 1\text{m} = 8.41 \text{ KN}.$$

Avec : $G_{\text{mur ext}} = 2.94 \text{ KN/m}^2$

D)- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

E)- Combinaison de charge :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.98 + 1.5 \times 2.5) = 15.87 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_u = 1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 2.5 = 12.21 \text{ KN/m}^2 \\ \text{mur extérieur : } q_u = 1.35G = 1.35 \times 8.41 = 11.35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_s = G + Q = 8.98 + 2.5 = 11.48 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_s = 6.27 + 2.5 = 8.77 \text{ KN/m}^2 \\ \text{mur extérieur : } q_s = G = 8.41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

4) Ferrailage à l'E.L.U :

A l'E.L.U le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

a) Schéma statique :

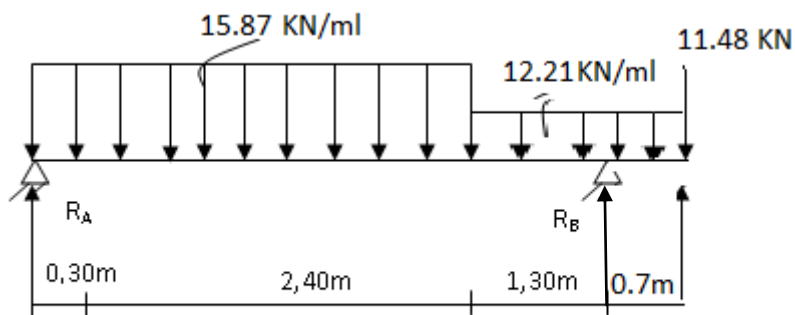


Fig3.7: Schéma statique à l'ELU

b) Réaction d'appui :

$$R_A = 28.21 \text{ KN}$$

$$R_B = 50.53 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

-Effort tranchant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2.7$	$-15.87x + 28.21$	0	28.21
		2.7	-14.64
$2.7 \leq x \leq 4$	$-12.21x + 18.325$	2.7	-14.64
		4	-30.51
$0 \leq x \leq 0.7$	$12.21x + 11.48$	0	11.48
		0.7	20.03

-Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN)
$0 \leq x \leq 2.7$	$-7.935x^2 + 28.21x$	0	0
		2.7	18.32
$2.7 \leq x \leq 4$	$-6.105x^2 + 18.32x + 13.34$	2.7	18.32
		4	-11.03
$0 \leq x \leq 0.7$	$-6.105x^2 - 11.48x$	0	0
		0.7	-11.03

Chapitre III : Calcul des éléments

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.77\text{m}$ d'où $M_z^{\max} = 25.07\text{KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3M_z^{\max} = -7.52\text{KN.m}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 25.07 = 21.38\text{KN}$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

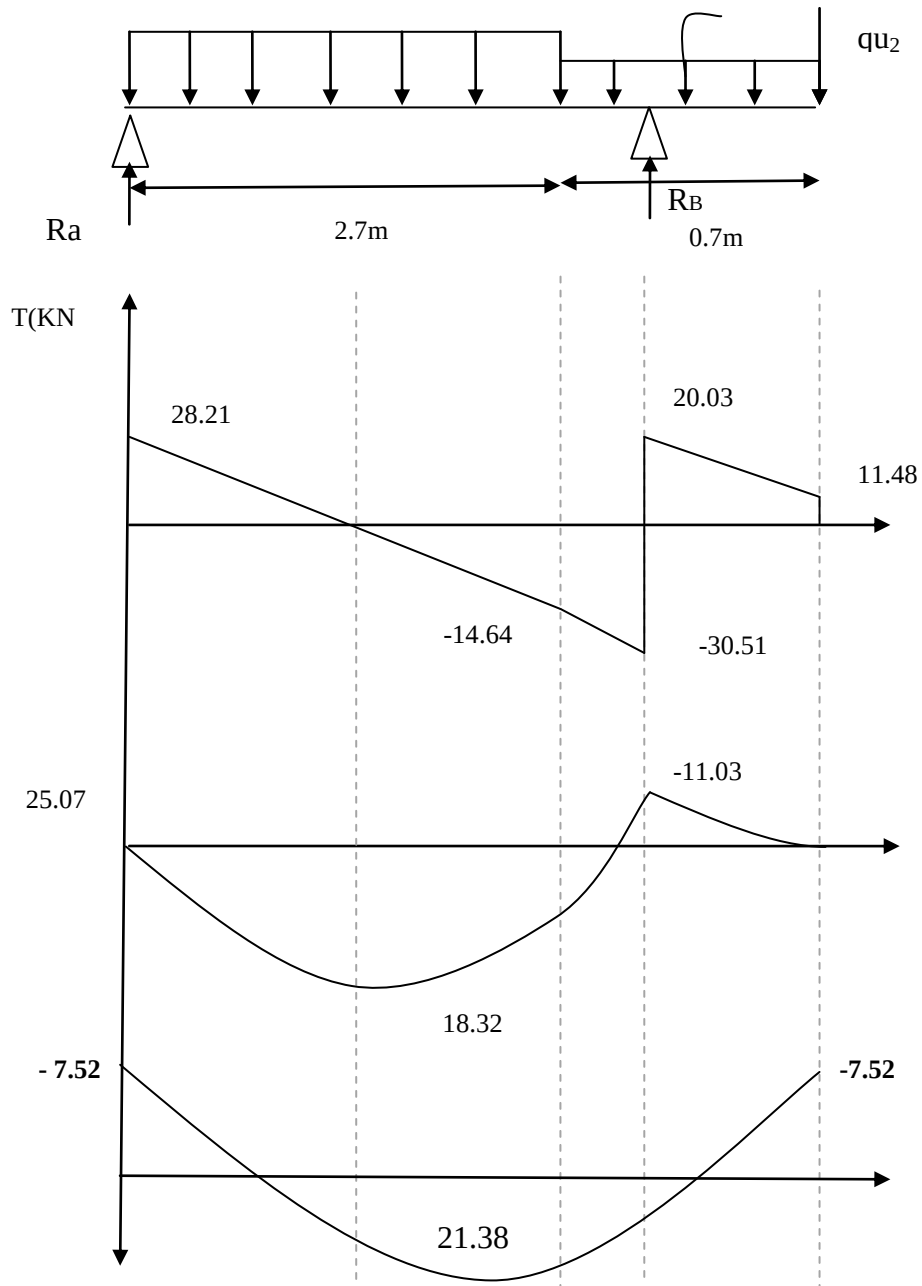
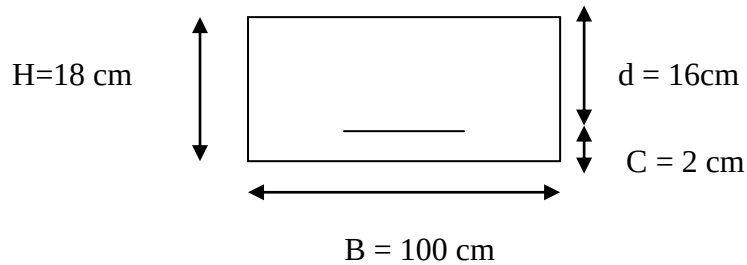


Fig III.3- Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier RDC

5) Calcul des armatures :

a)-Armatures principales:

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m, $d = 16 \text{ cm}$.



En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{(b d^2 f_{bu})} = \frac{21.38 \times 10^6}{(1000 \times 160^2 \times 14.2)} = 0.058 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_{e} / \gamma_s} = \frac{21.38 \times 10^3}{0.970 \times 16 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 /ml = 5.65 cm^2 avec $St = 20 \text{ cm}$.

Aux appuis : $M_a = 7.52 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.52 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_{e} / \gamma_s} = \frac{7.52 \times 10^3}{0.99 \times 16 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA10/ml = 3.92 cm^2 avec $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition

En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$.

On opte pour une section 4HA10/ml = 3.14 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis : $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$.

On opte pour une section 4HA8/ml = 2.01 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III .1.3.2 Vérification: (Art. A4.2 BAEL 91)

1.) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

-En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

2) Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

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

.Armatures principales : $e \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.}$$

.Armatures de répartition: $e \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_U = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_U \leq \min (0,3 f_{c28}, 25 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_U^{\max}(x) = 30.51 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{30.51 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 5 \times \pi \times 10$$

$$\tau_{se} = \frac{30.51 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 5 \times 3,14 \times 10} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

5) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

a) Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9bd}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2500 \times 0,9 \times 16 \times 100}{1,5} = 960 \text{ KN.}$$

$$V_u = 30.51 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{Ma}{0,9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -7.52 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1,15}{4 \times 10^6} \left(30.51 \times 10^3 - \frac{7.52 \times 10^6}{0,9 \times 16} \right) \right] = -0.141 < 0$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 1.68} = 59.52 \text{ cm}$$

III.1.3.3 Calcul à l'E.L.S :

Réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 20.38 \text{ KN} \\ R_B = 36.57 \text{ KN} \end{cases}$$

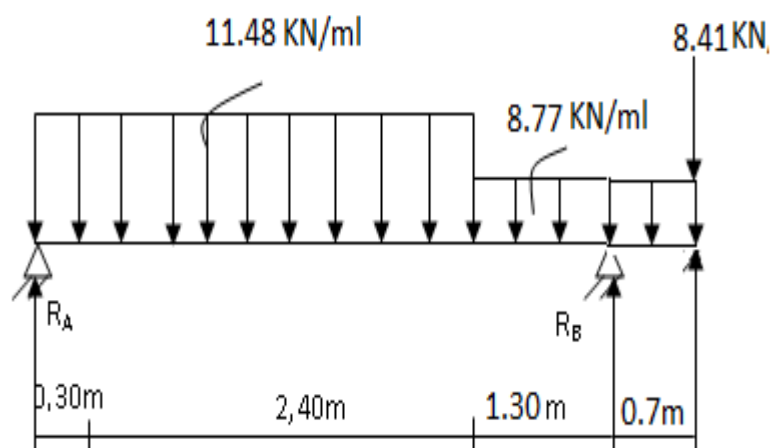


Figure III.3.3 Schéma statique à l'E.L.S

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2.7$	$-11.48x + 20.38$	0	20.38
		2.7	-10.62
$2.7 \leq x \leq 4$	$-8.77x + 13.063$	2.7	-10.62
		4	-22.02
$0 \leq x \leq 1.3$	$21.64 - 9.52x$	0.7	14.55
		0	8.41

- **Moment fléchissant :**

Tronçon (m)	Expression	X (m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.7$	$-5.74x^2 + 20.38x$	0	0
		2.7	13.18
$2.7 \leq x \leq 4$	$-4.385x^2 + 13.63x + 9.87$	2.7	13.18
		4	-8.04
$0 \leq x \leq 0.7$	$4.385x^2 + 28.09x$	0	-8.04
		0.7	0

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,775\text{m}$.

D'où $M_z^{\max} = 18.09\text{KN.m}$. On prend :

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -5.43 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 15.38\text{KN.m}$.

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants :

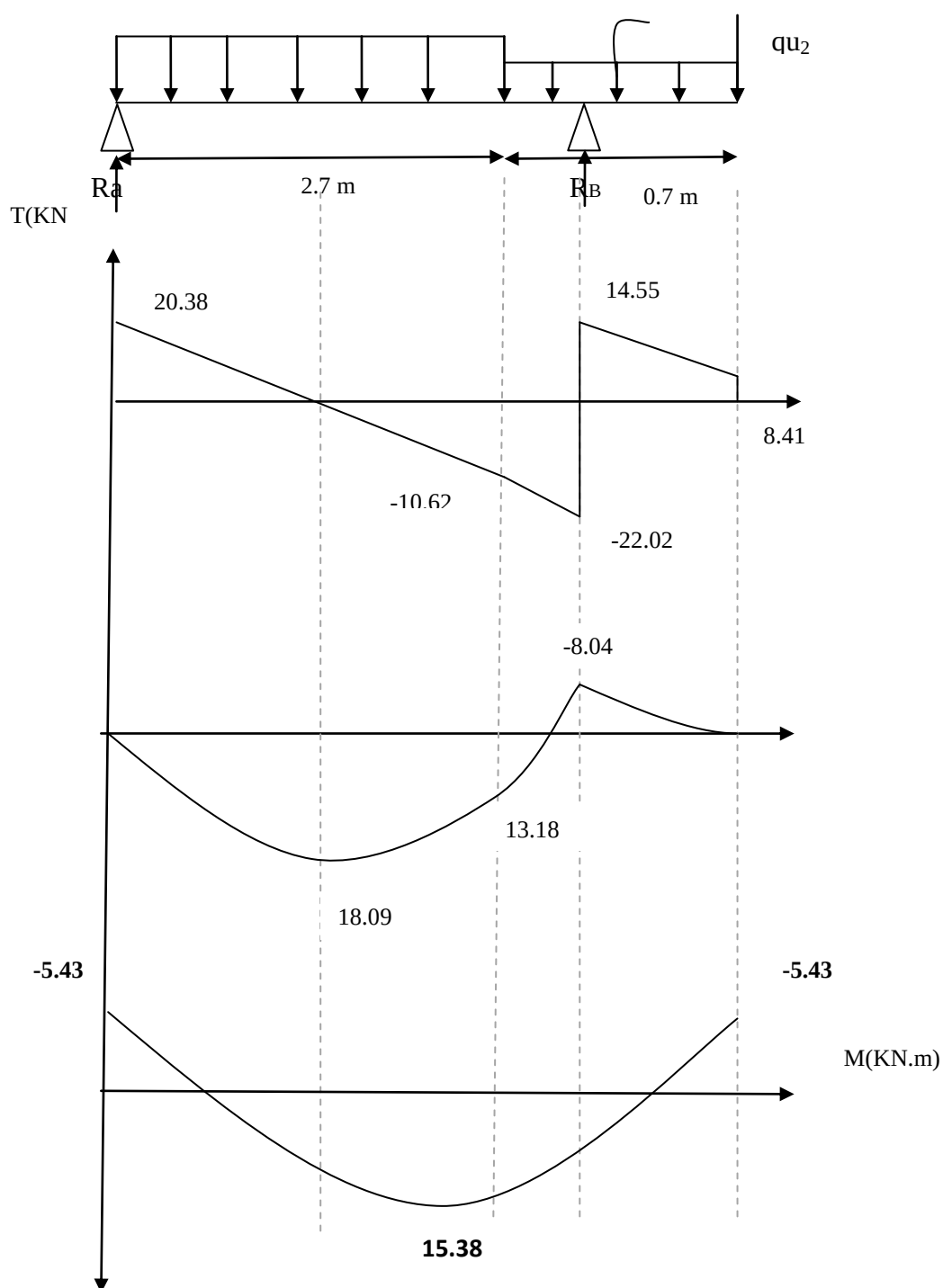


Fig III.3- Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier RDC

Vérification à l'E.L.S:

A l'E.L.S les contraintes ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles :

-Pour le béton : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.

- Pour les aciers : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$.

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0,217$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,204 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,017$$

$$\sigma_s = \frac{Msa}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{5.43 \times 10^6}{0,932 \times 160 \times 392} = 92.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 92.89 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,015 \times 92.89 = 1.39 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0,35$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,900 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,3 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,029$$

$$\sigma_s = \frac{Mst}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{15.38 \times 10^6}{0,9 \times 160 \times 678} = 157.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 157.53 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 157.53 = 3.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

-Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) \text{ avec } A_2 = 0.$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 (5.65 + 0) = 1884.75 \text{ cm}^2.$$

-Moment statique de la section homogénéisée :

$$S = \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 C_1 + A_2 C_2)$$

$$S = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15(5.65 \times 2 + 0) = 16369.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{16369.5}{1884.75} = 8.68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 8.68 = 9.32 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = (b/3) (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_1 \cdot C_1)^2 + A_2 (V_2 \cdot C_2)^2] .$$

$$I_0 = (100/3) (8.68^3 + 9.32^3) + 15 [5.65 (8.68-2)^2 + 0] = 52561.18 \text{ cm}^4.$$

-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5q_s L^4}{384 E_v I_0} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ MPa} \\ q_s = \max(8.77 ; 11.48) = 11.48 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$f = \frac{5 \times 11.48 \times 10 \times 400^4}{384 \times 10^2 \times 10818.86 \times 53316.84} = 0.66 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm.}$$

$$f = 0.66 < \bar{f} = 0.8 \text{ cm.} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III .3.4 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.2 m (entre nu d'appuis).

1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

L : portée libre de la poutre.

h_t : hauteur de la portée.

B : largeur de la poutre.

Hauteur de la poutre :

$$320/15 \leq h_t \leq 320/10 \quad 21.33 \leq h_t \leq 32$$

On adopte $h_t = 30$ cm.

Largeur de la poutre :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21.$$

On prend $b = 25$ cm.

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

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

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



Condition vérifiée.

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} = 1,5 h + b_1 \longrightarrow \text{la poutre palière } (b, h) = (25, 30).$$

Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

- Son poids propre $\rightarrow 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/ml}$.

- Poids du mur $\rightarrow 2,44 \times 2,76 = 6,73 \text{ KN/ml}$.

Effort tranchant à l'appui :

E.L.U : $T_u = R_A = 29,38 \text{ KN}$.

E.L.S : $T_s = R_A = 21,21 \text{ KN}$.

N.B : on considère que la poutre est uniformément chargée en raison de la faible largeur du jour ($j = 20 \text{ cm}$).

2) Combinaison de charges et surcharges :

A E.L.U $q_u = 1,35 G + 2T_u / L = 29,98 \text{ KN}$.

A E.L.S $q_s = G + 2 T_s / L = 21,86 \text{ KN}$.

Schéma statique :

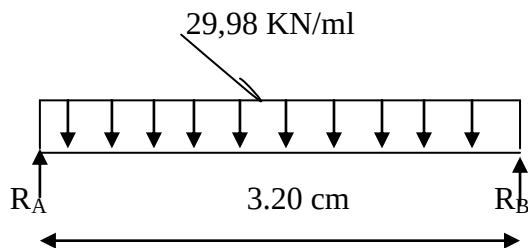


Schéma statique à l'E.L.U.

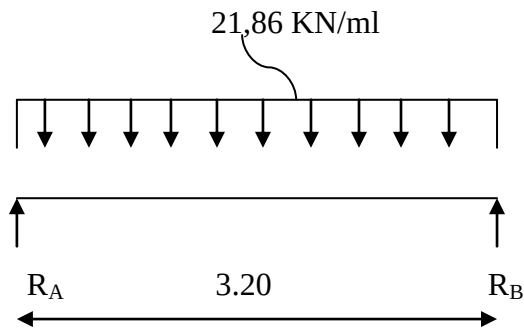


Schéma statique à l'E.L.S.

- A l'E.L.U:

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = 47.97 \text{ KN.}$
- Moment isostatique : $M_o = \frac{q_u l^2}{8} = 38.37 \text{ KN.m.}$
- Moment corrigé :

En travée : $M_t = 32.61 \text{ KN.m.}$

Aux appuis : $M_t = -11.51 \text{ KN.m.}$

- Effort tranchant : $V_u^{\max} = 47.97 \text{ KN.m.}$

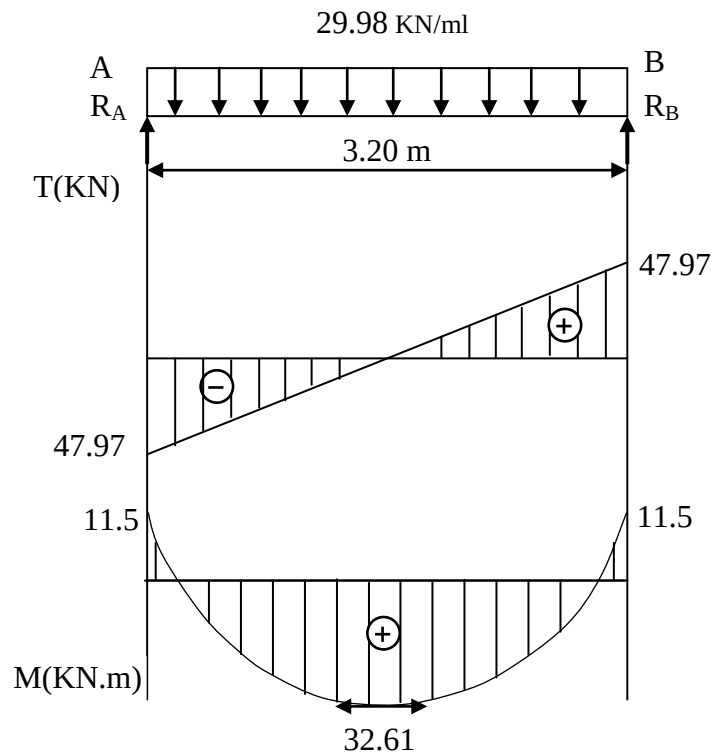
- A l'E.L.S :

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = 34.98 \text{ KN.}$
- Moment isostatique : $M_o = \frac{q l^2}{8} = 27.98 \text{ KN.m.}$
- Moment corrigé :

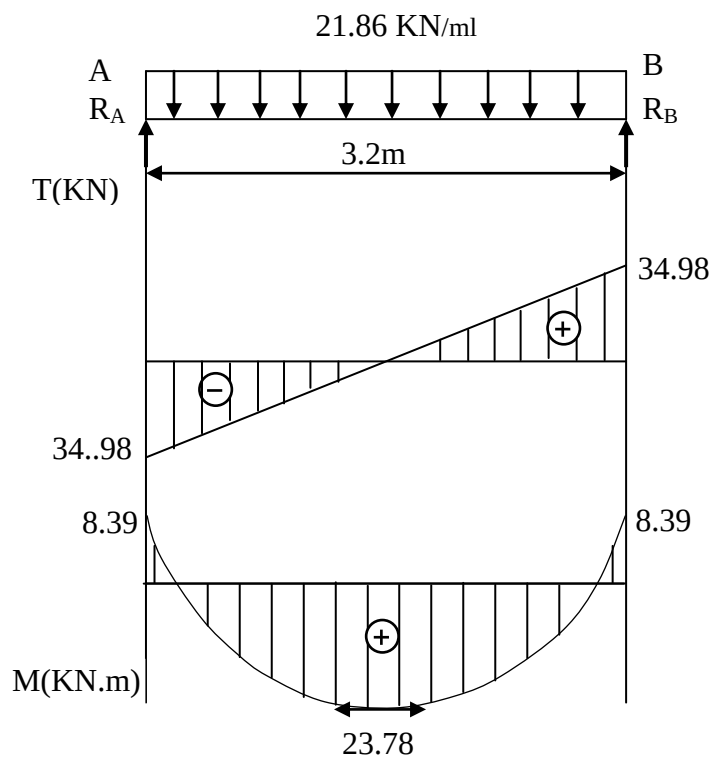
Entravée : $M_t = 23.78 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_t = -8.39 \text{ KN.m.}$

Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :



E L U



E L S

III.3.5 Ferrailage à l'E.L.U :

1. Calcul des armatures principales :

En travée : $M_t = 32.61 \text{ KN.m}$ $d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{(b d^2 f_{bu})} = \frac{32.61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.117 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.938.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{32.61 \times 10^3}{0.938 \times 28 \times 348} = 3.568 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 3HA14 = 4.62 cm²

Aux appuis : $M_a = -11.51 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{11.51 \times 10^3}{0.979 \times 28 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 3HA10 = 2.35 cm².

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinales sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section d'où : $4.62 + 2.35 = 6.97 \text{ cm}^2$.

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2.$$

$6.97 > 3.75 \Rightarrow$ exigence vérifiée.

2) Vérification (BAEL 91) :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28}{400} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2.35 \\ A_t = 4.62 \end{array} \right\} > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant :** $\tau_u = V_u / b d = 47970 / 250 \times 280 = 0,685 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,685 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

$$V = \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 d b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2500 \times 0,9 \times 28 \times 25}{1,5} = 420 \text{ kN}.$$

$$V_u^{\max} = 47.97,15 \text{ kN} < 420 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures inférieures:**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{Ma}{0,9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -11,5 \text{ kN.m}$$

$$\left[\frac{1,15}{4 \times 10^4} \left(47970 - \frac{11,5 \times 10^5}{0,9 \times 28} \right) \right] = 0,067 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,067 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence:**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 3 \times \pi \times 10$$

$$\tau_{se} = \frac{47970}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = 8,57 \text{ mm} \text{ .soit } \phi_t = 8 \text{ mm}.$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

-Exigence du (R.P.A99 version 2003) [Art .7.5.2.2]

Chapitre III : Calcul des éléments

-espacement : Zone modale : $e \leq \{ h/4, 12\phi, 30 \} = 7,5 \text{ cm}$. Soit $e = 7 \text{ cm}$

-Espaceement : Zone courante : $e \leq h/2 = 15 \text{ cm}$. Soit $e = 15 \text{ cm}$.

- Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 0.525 \text{ cm}^2.$$

$$2.01 > 0.525 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{exigence vérifiée.}$$

3) Vérification a l'E.L.S :

- **Aux appuis :** $M_a = -8.39 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.926 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.222 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.019$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8.39 \times 10^6}{0.926 \times 280 \times 141} = 229.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 229.50 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.019 \times 229.50 = 4.36 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $M_s = 23.78 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.646$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.882 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.354 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.037$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{23.78 \times 10^6}{0.882 \times 280 \times 452} = 213.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 213.03 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,037 \times 213,03 = 7,88 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la flèche

$$- f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v \times I_{fv}}$$

$$- \rho = \frac{A}{bd} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066$$

$$- B_0 = bh + 15(A_1 + A_2) = 25 \times 30 + 15 \times 4,62 = 819,3 \text{ cm}^2$$

$$- S = \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 C_1 + A_2 C_2) = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15(4,62 \times 2) = 11388,6 \text{ cm}^3$$

$$- V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{11388,6}{819,8} = 13,89 \text{ cm}$$

$$- V_2 = h - V_1 = 30 - 13,89 = 16,08 \text{ cm}$$

$$- I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_1 - C_1)^2 + A_2 (V_2 - C_2)^2]$$

$$- I_0 = \frac{25}{3} (13,89^3 + 16,08^3) + 15 [4,62 (13,89 - 2)^2] = 66776,87 \text{ cm}^4$$

$$- \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0066 \left(2 + 3 \frac{25}{25} \right)} = 1,29$$

$$- \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0066 \times 213,03 + 2,1} = 0,48$$

$$- I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{1,1 \times 66776,87}{1 + 1,29 \times 0,48} = 45364,72 \text{ cm}^4$$

$$- f = \frac{23,78 \times 10^3 \times 320^2}{10 \times 10818,86 \times 45364,72} = 0,496 \text{ cm}$$

$$- \overline{f} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

$$- f < \overline{f} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

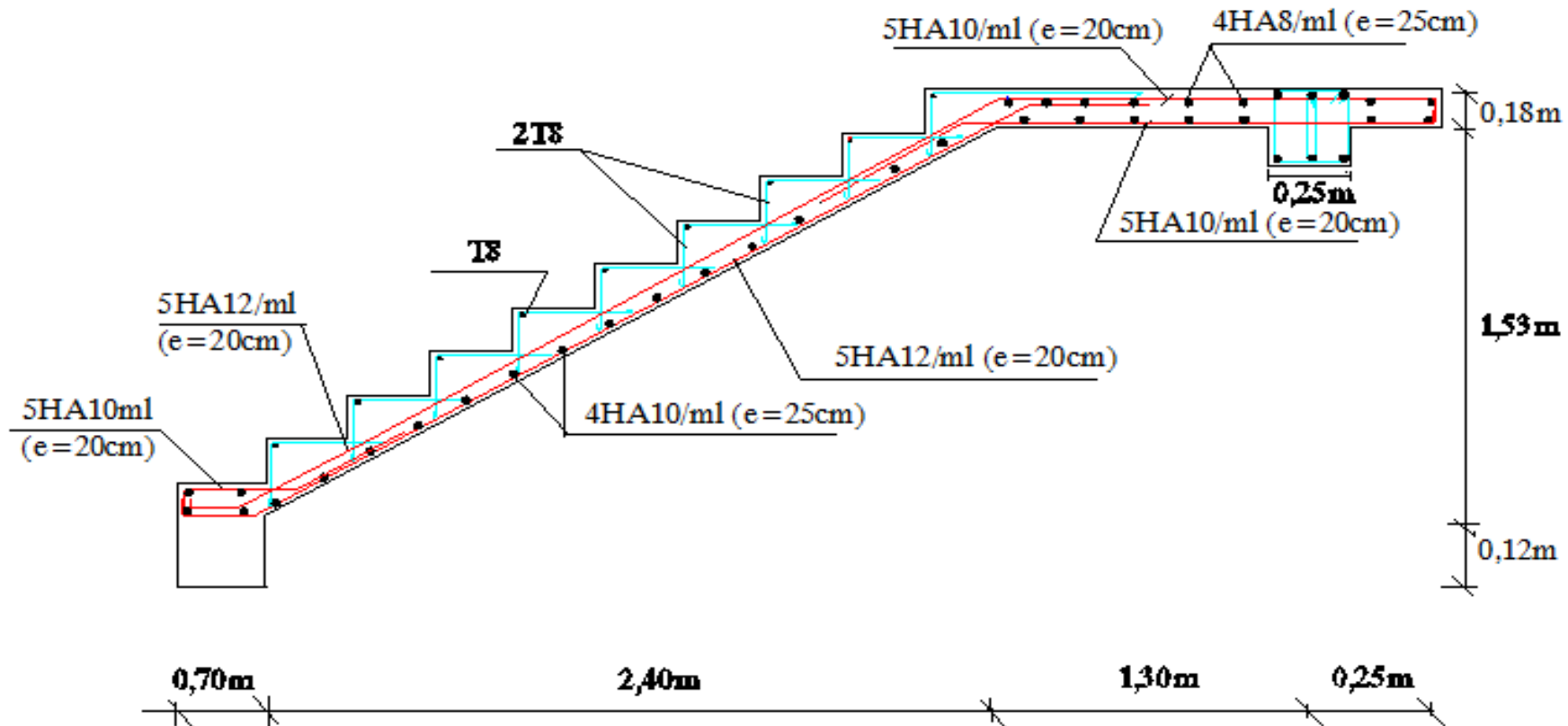


Fig.III.3.5. Ferrailage de l'escalier

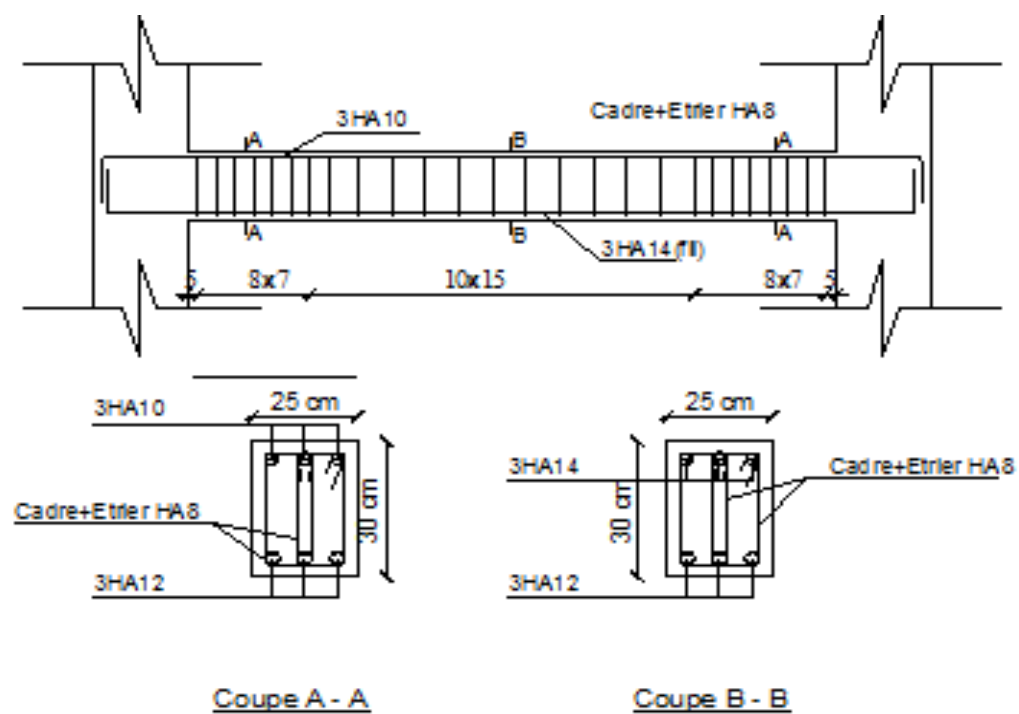


Fig.III.3.5. Ferrailage de la poutre palière



Coupe B-B

PROJET: Etude d'un bâtiment R+6+comble à usage

habitation et commerce

PARTIE DU PROJET: Ferrailage de L'escalier

Etude par Mr zemouri farid

Mr sehil tarik

si ahmed

III.4 : salle machine :

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.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

III.4.1 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $1.90 \times 1.85 = 3.515 \text{ m}^2$
- La surface de la cabine est de : $1.45 \times 1.50 = 2.175 \text{ m}^2$.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : $9t$ ($P=90 \text{ KN}$).

1- Calcul de la dalle pleine

- **Hypothèse :**

- 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

- **Epaisseur de la dalle :**

Epaisseur de la dalle est donnée par la formule

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{185}{30} = 6.167 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur **$h_t = 15\text{cm}$** .

On adopte : $h_t = 15\text{cm}$.

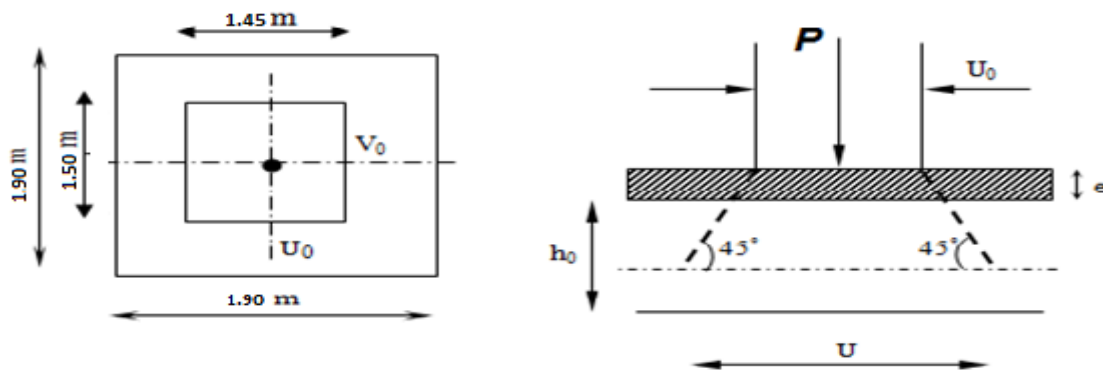


Figure 1. Diffusion de charges dans le feuillet moyen

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,85}{1,90} = 0,974 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens. Calcul de U et V :}$$

$$U = U_0 + 2h_r + h_0 \quad ,$$

$$V = V_0 + 2h_r + h_0 \quad U_0 = V_0 = 80\text{cm} \quad , \quad h_r = 0$$

$$U = 0,8 + 0,15 = 0,95\text{m}$$

$$V = 0,8 + 0,15 = 0,95\text{m}$$

- **Evaluation des moments M_x et M_y :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bonde de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_{x2} = P (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \quad , \text{ avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \text{ELU} \longrightarrow \nu = 0 \\ \text{ELS} \longrightarrow \nu = 0,2 \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de

PIGEAUD suivant le rapport : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,85}{1,9} = 0,974$$

$$\rho = 0,974 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{185} = 0,514 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = \frac{95}{190} = 0,5$$

- **Détermination des moments M_1 et M_2**

Pour déterminer M_1 et M_2 , doit faire une interpolation double, ρ est compris entre deux valeurs on a pour : $0,9 \leq \rho \leq 1$

a) Pour $\rho = 0,9$; $\frac{u}{l_x} = 0,514$ et $\frac{v}{l_y} = 0,5$

$$(1) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,089 \\ M_2 = 0,073 \end{pmatrix} ; \quad (2) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,5 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,1 \\ M_2 = 0,08 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{u}{l_x} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1 \Rightarrow \Delta M_1 = 0,089 - 0,1 = -0,011$$

$$\Delta M_2 = 0,073 - 0,08 = -0,007$$

$$\text{Pour } \Delta \left(\frac{u}{l_x} \right)' = 0,514 - 0,5 = 0,014 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,011 \times 0,014}{0,1} = -0,0015 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,007 \times 0,014}{0,1} = -0,001 \end{cases}.$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,514 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,089 + (-0,0015) = 0,087 \\ M_2 = 0,073 + (-0,001) = 0,072 \end{pmatrix}$$

b) Pour $\rho = 1$; $\frac{u}{l_x} = 0,514$; $\frac{v}{l_y} = 0,5$

$$(1) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,5 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,09 \\ M_2 = 0,09 \end{pmatrix} \quad (2) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,081 \\ M_2 = 0,065 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{u}{l_x} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0,081 - 0,09 = -0,009 \\ \Delta M_2 = 0,065 - 0,09 = -0,025 \end{cases}$$

$$\text{Pour } : \Delta \left(\frac{u}{l_x} \right)' = 0,514 - 0,5 = 0,014 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,009 \times 0,014}{0,1} = -0,0013 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,025 \times 0,014}{0,1} = -0,0035 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0.514 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,081 + (-0,0013) = 0,0797 \\ M_2 = 0,065 + (-0,0035) = 0,0615 \end{pmatrix}$$

c) Interpolation entre les valeurs de $\rho = 0,9$ et $\rho = 1$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,087 \\ M_2 = 0,072 \end{pmatrix} ; \quad \rho = 1 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,0797 \\ M_2 = 0,0615 \end{pmatrix}$$

$$\Delta\rho = 1 - 0,9 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = 0,0797 - 0,087 = -0,0073 \\ \Delta m_2 = 0,0615 - 0,072 = -0,0105 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } (\Delta\rho)' = 0,974 - 0,9 = 0,074 \Rightarrow \begin{cases} (\Delta m_1)' = \frac{-0,0073 \times (0,074)}{0,1} = -0,0054 \\ (\Delta m_2)' = \frac{-0,0105 \times (0,074)}{0,1} = -0,0077 \end{cases}$$

$$\text{Résultat final : } \begin{cases} M_1 = 0,087 + (-0,0054) = 0,0816 \\ M_2 = 0,072 + (-0,0077) = 0,0643 \end{cases}$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0816$, $M_2 = 0.0643$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9000 + 1,5 \times 0 = 12150 \text{ Kg/m}$$

$$M_{x1} = 12,15 \times 0,0816 = 0.990 \text{ t.m} = 9.9 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 12,15 \times 0,0643 = 0.781 \text{ t.m} = 7.81 \text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:

$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$\rho = 0,974 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

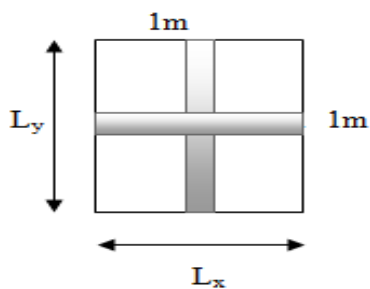


Figure III.4.2: Schéma de dalle travail dans les 2 sens

$$\rho = 0,974 \Rightarrow \mu_x = 0.0393$$

$$\mu_y = 0.934$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0393 \times 6,563 \times (1.85)^2 = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,934 \times 0.88 = 0.82 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.78 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.63 \text{ KN.m}$$

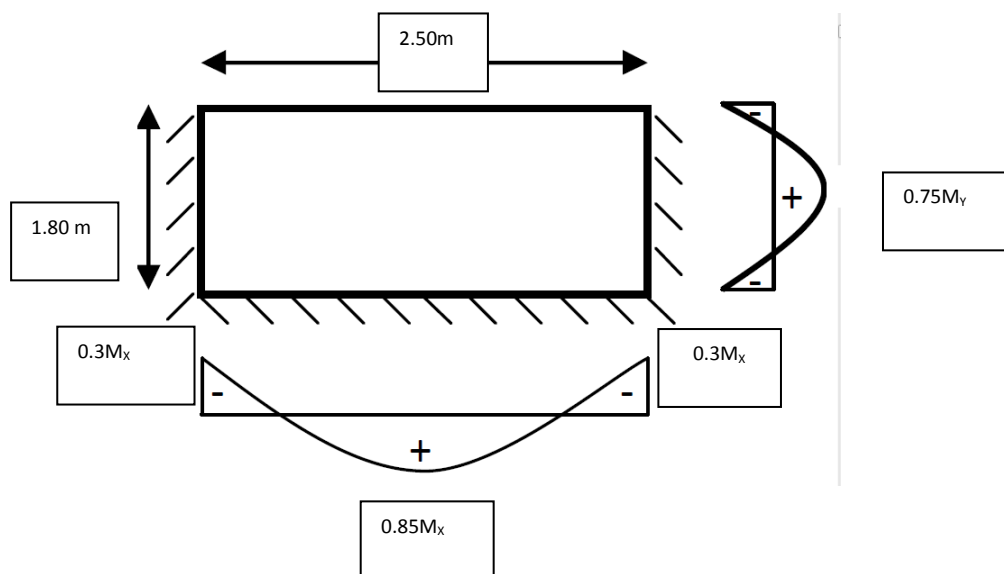


Fig III.4.3 calcul des moments de panneau

f) Ferrailage de la dalle :

➤ **Sens X-X :**

• **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 10.78 = 3,234 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,234 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,234 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

• **En travée**

$$M_t = 0,85 \times 10.78 = 9,163 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,163 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.038 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{9,163 \cdot 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ **Sens y y :**

• **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 8.63 = 2.589 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.589 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2.589 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec St = 25cm.

- **En travée**

$$M_t = 0,85 \times 8.63 = 7.34 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.34 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,031 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{7.34 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec St = 25cm

□ **Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée	St (cm)
sur appuis	x-x	3.234	0.013	0.993	0.72	4HA10=3.14	25
	y-y	2.589	0.011	0.995	0.58	4HA10=3.14	25
En travée	x-x	9.163	0.038	0.979	2.07	4HA10=3.14	25
	y-y	7.34	0.031	0.984	1.65	4HA10=3.14	25

Tableau III.4.1 : Ferrailage de la dalle.

3- Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{185}{190} \right) = 1.22 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

$$A \geq 1,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée dans les deux sens.}$$

- **Armatures transversales** Elles ne sont pas nécessaires.

B- Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C- Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(0.80 + 0.80) = 3.20\text{m.}$$

$$P = 9.00 \text{ t} \leq 0,045 \times 3.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 36 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 0.95 + 0.95} = 31.58\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 0.95} = 31.58\text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{31.58 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.243\text{MPa}$$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

- **Diametre maximal des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4-Vérification de l'E.L.S

- Les moments à l'E.L.S $M_1 = 0.0816$, $M_2 = 0.0643$

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,0816 + 0,2 \times 0,0643) \times 90 = 8,501 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,0643 + 0,2 \times 0,0816) \times 90 = 7.256 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,76 + 1 = 4,76 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,974 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0467 \times 4,76 \times (1,85)^2 = 0.761 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,726 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,501 + 0.761 = 9.262 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.256 + 0.726 = 7.982 \text{ KN.m.}$$

5-Ferraillage

➤ **Sens x-x**

- **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 9.262 = 2,779 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,779 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2,779 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,618 \text{ m}^2.$$

- **En travée**

$$M_t = 0,85 \times 9.262 = 7.873 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,873 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{7,873 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2.$$

➤ **Sens y-y**

- **Aux appuis**

$$M_a = 0,3 \times 7.982 = 2.395 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.395 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0086 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2.395 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,532 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$M_t = 0,85 \times 7.982 = 6.785 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.785 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{6.785 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2.$$

Conclusion

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

6-Vérification des contraintes de compression dans le béton et l'acier :

➤ **Sens x-x**

- **Aux appuis** $M_a = 3.354 \text{ KN.m}.$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,241 \quad \Rightarrow \quad k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.930.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{3.234 \times 10^6}{0,930 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 106.571 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,018 \times 106.571 = 1,91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée** $Mt = 5,22 \text{ N.m.}$

On doit vérifier

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

$$\frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho_1 = k = 0.027 \text{ et } \beta = 0.905.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{9.163 \times 10^6}{0,905 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 154.83 \text{ MPa}$$

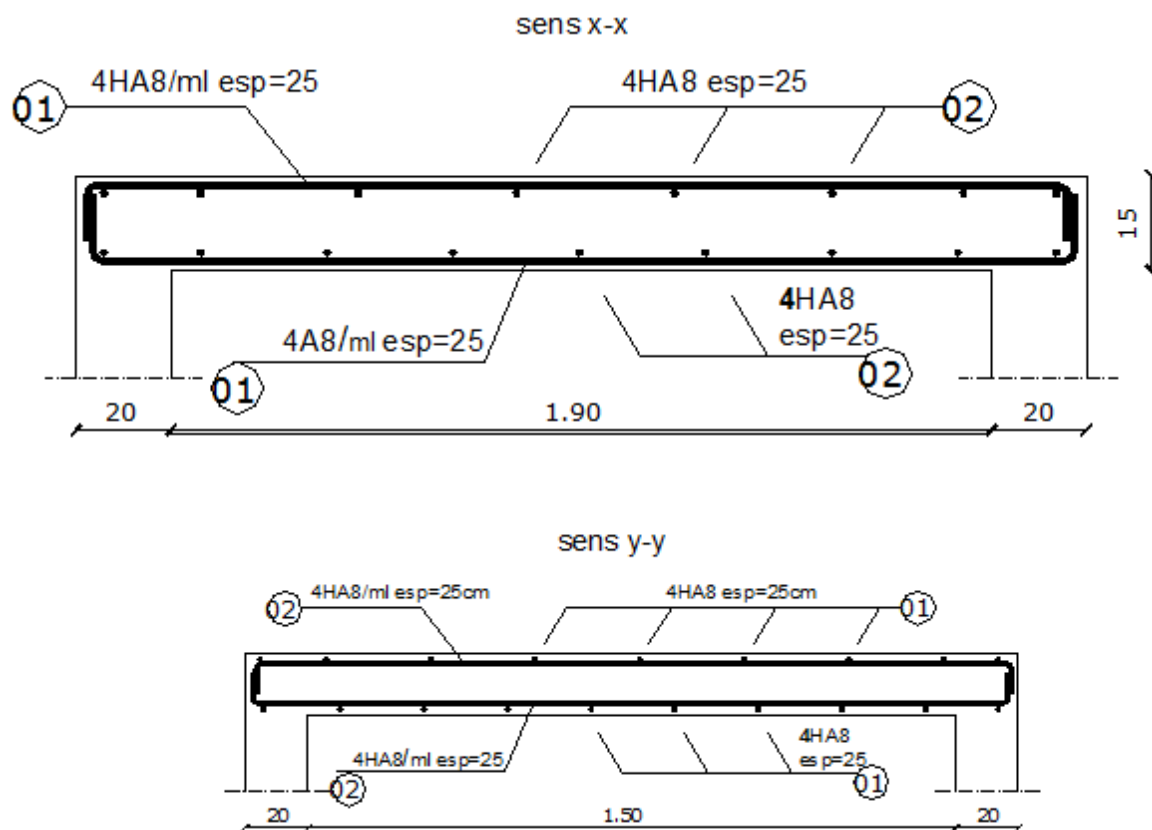
$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.027 \times 154.83 = 4.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Résultats :

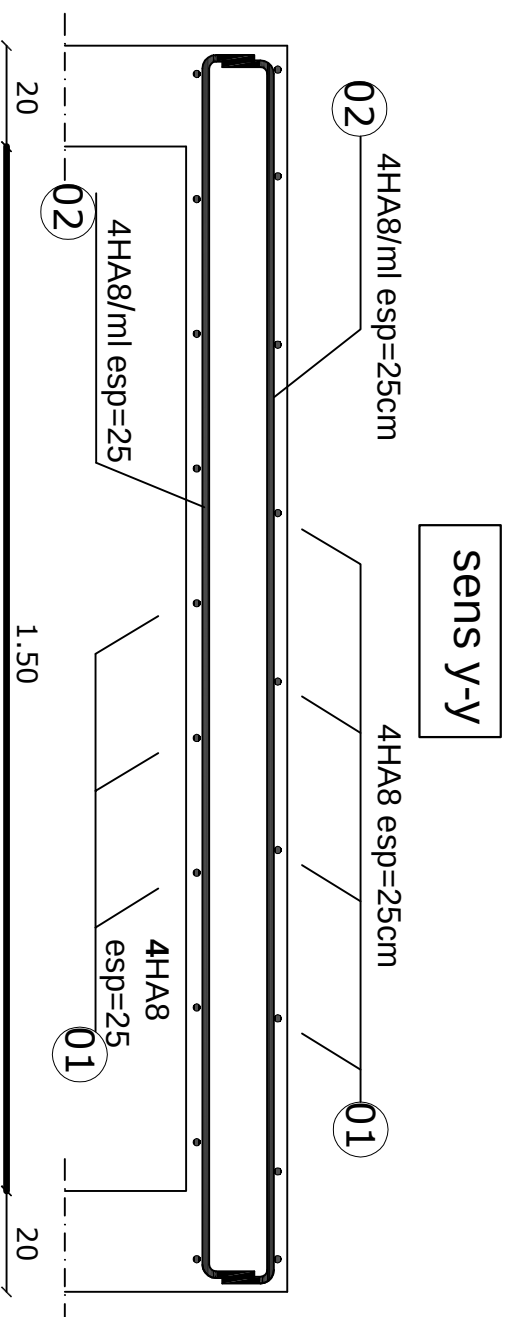
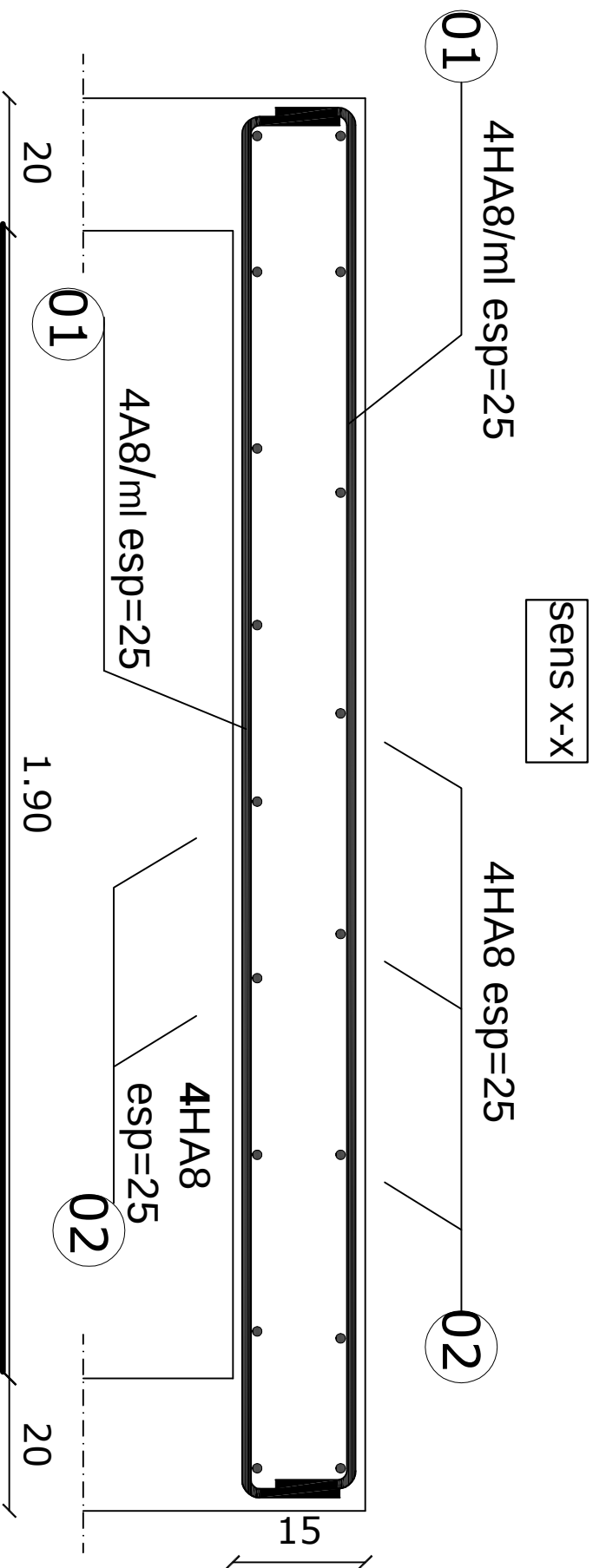
Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

On a adopté le même ferrailage pour les travées et les appuis **4HA10**

(3.14 cm²/ml), Avec un espacement de **25cm**.



FigureIII : plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine



UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZI-OUZOU			
Faculté du Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle de machine			
Préparé par:	BET C.E.A.T	octobre 2019	
Présenté par:	Mr. ZEHOUDI FARID Mr. SEHIL TARIK	Plan:	
Encadré par:	Mr. S. AHMED	Echelle:	

III .5.Etude de la charpente

Introduction

Notre bâtiment comporte plusieurs charpentes en bois suivant les décrochements en élévations, qui seront composées de deux versants inclinés d'un angle « α » par rapport à l'horizontale, et supportant des couvertures en tuiles mécaniques.

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et linteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

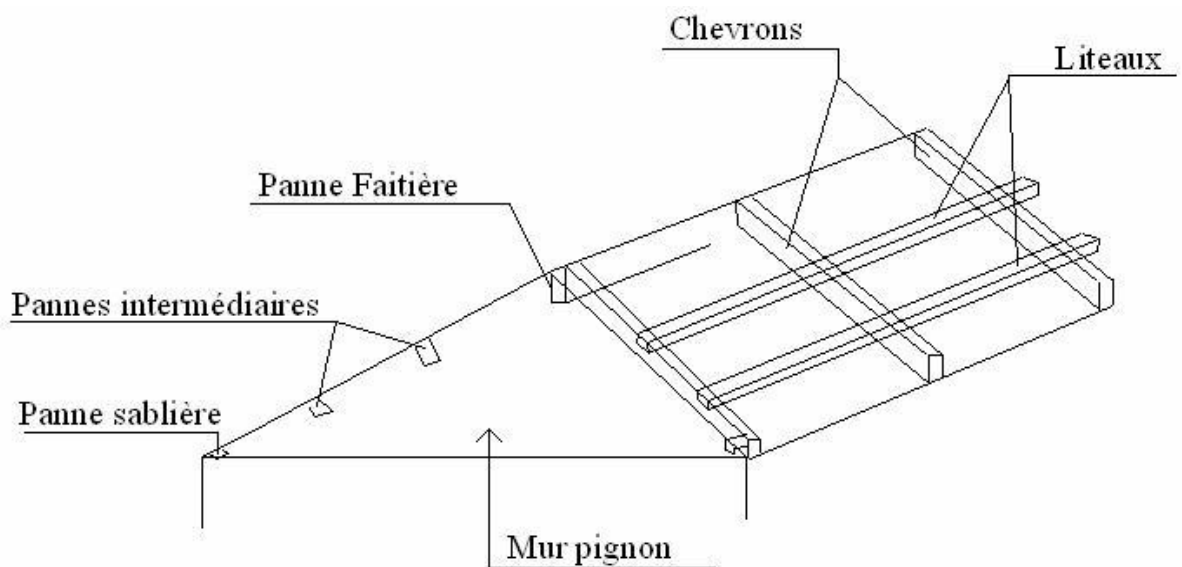


Figure III.5.1 : Détail de la charpente.

III .5.1.Calcul des charges et des efforts

1-Charges et surcharges

On a :

$$: \alpha = 9^\circ$$

$$\begin{cases} \sin \alpha = 0,156 \\ \cos \alpha = 0,988 \end{cases}$$

a). Poids propre G

-Couverture en tuiles : $\frac{0,45}{\cos \alpha} = \frac{0,45}{0,988} = 0,46 \text{ KN /m}^2$

-Fermes, pannes, chevrons : $= 0,1 \text{ KN /m}^2$

$G = 0,56 \text{ KN/m}^2$

b). Charges d'exploitations Q

Neige : $0,6 \cos \alpha = 0,6 \times 0,988 = 0,593 \text{ KN/m}^2$

D'où la combinaison suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,56) + 1,5 (0,593) = 1.65 \text{ KN/m}^2$$

2-Determination des efforts revenant aux différents éléments

2.1 Effort revenant aux pannes

-Espaceement des pannes : 1m

-Portée des pannes : 3.85m

Avec : $q_p = 1.65 \times 1 = 1.65 \text{ KN/ml}$

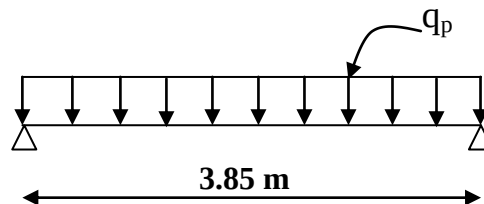


Figure III.5.1 Schéma de chargement de la panne.

2.2 Effort revenant aux chevrons

-Espaceement des chevrons : 0,8 m

-Portée des chevrons : 1m

Avec : $q_c = 0,8 \times 1.65 = 1,32 \text{ KN/ml}$

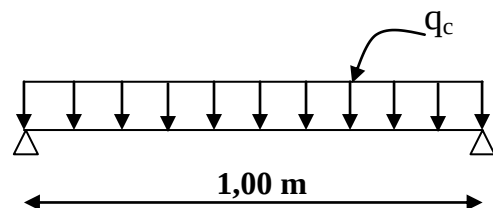


Figure III.5.2 Schéma de chargement de chevron

3. Détermination des efforts

4.1 Calcul de la panne

A) Décomposition de q_p

Selon X-X

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 1.65 \times \sin (9) = 0,258 \text{ KN/ml}$$

Y-Y

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 1.65 \times \cos (9) = 1,62 \text{ KN/ml}$$

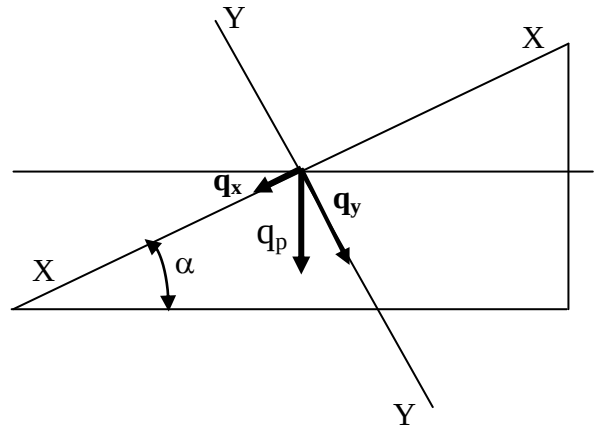


figure III.5.3.Schéma statique de la panne.

B) Contraintes

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \overline{\sigma}_f$$

Sachant que le bois utilisé est le bois de sapin de catégorie I, d'après les règles CB 71

$$\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

C) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{25.8 \times 3.85^2}{8} = 47.80 \text{ daN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{162 \times 3.85^2}{8} = 300.15 \text{ daN.m} \end{cases}$$

D) Vérification de la section de la panne (105 × 225) [mm²]

D.1. Module de résistance

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 886 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{10,5^2 \times 22,5}{6} = 413 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D.2. La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{47,80 \times 10^2}{886} + \frac{300,15 \times 10^2}{413} = 78,07 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma \leq \overline{\sigma_f} \Rightarrow$ La section adoptée est admise.

D.3. Vérification de la flèche

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec : } L : \text{Portée de la panne (Article 4.962 / CB 71).}$$

$$\overline{f} = \frac{385}{300} = 1,28 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F : 11000 \sqrt{\overline{\sigma_f}} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à l'ELS

$$\sigma_s = 54,86 \text{ daN/m}^2 :$$

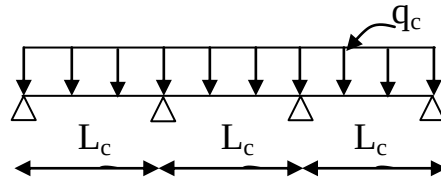
$$f = \frac{5 \times 54,86 \times 385^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22,5}{2}} = 0,574 \text{ cm} < \overline{f} = 1,33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible $\Rightarrow$ Notre section est bonne.

4.2. Calcul des chevrons

Aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0$

En travée : $M_t = \frac{2}{3} M_0$



Avec $M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8}$ avec : $L_c = 1\text{m}$ **figure III.5.5 Schéma de chargement du chevron.**

A).La contrainte $\sigma = \frac{M_f}{I/V} < 142 \text{ daN/cm}^2$

B).Le moment de flexion $M_0 = \frac{132 \times 1^2}{8} = 16.5 \text{ daN.m}$

$$\begin{cases} M_a = \frac{4}{5} \times (16.5) = 13.2 \text{ daN.m} \\ M_t = \frac{2}{3} \times (16.5) = 11 \text{ daN.m} \end{cases}$$

C).Vérification de la section du chevron (50 × 70) [mm²]

C.1.Module de résistance

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ cm}^3$$

C.2.Les contraintes

Aux appuis : $\sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{13.2 \times 10^2}{40,83} = 32.33 \text{ daN/cm}^2$

En travée : $\sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{11 \times 10^2}{40,83} = 26.94 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (32.33 ; 26.94) < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow$ Donc la section adoptée est bonne.

C.3.Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait à l'ELS .

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} \quad (\text{CB 71})$$

Avec

L : Portée du chevron

$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5 \cdot \sigma \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}}$

$$\text{Aux appuis : } f = \frac{5 \cdot \sigma_a \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 32,34 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,073 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$\text{En travée : } f = \frac{5 \cdot \sigma_t \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 26,94 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,061 \text{ cm} < \bar{f}$$

Donc la section choisie est bonne.

III.5.2 Assemblage de la charpente

Nous avons opté pour un assemblage cloué, utilisé en pratique. Dans l'assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour des ouvrages importants à des charges considérables.

A noter que le diamètre des clous est fonction de l'épaisseur du bois.

$$D = \begin{cases} \frac{a}{7}, & \text{si le bois est sapin .} \\ \frac{a}{9}, & \text{si le bois est moyen (pin sec).} \\ \frac{a}{11}, & \text{si le bois est dur (chêne) .} \end{cases}$$

Avec : D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mince,

7 : dans le cas d'un bois tendre qui ne se fond pas (sapin),

9 : dans le cas d'un bois moyen (pin sec),

11 : dans le cas d'un bois dur (chêne).

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide. Le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croit, donnant par composition une charge admissible constante.

-Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

-Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

-Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les linteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{a}{7} = \frac{2}{7} = 0,3cm$$

Avec :

a : épaisseur du liteau = 2 cm.

Remarque

-L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

-Pour assurer la bonne stabilité des pannes, on prévoit des échantignolles.

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement ; qui sont l'acrotère l'escalier, la salle machine, les balcons, ainsi que les planchers.

III-6) l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante .

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

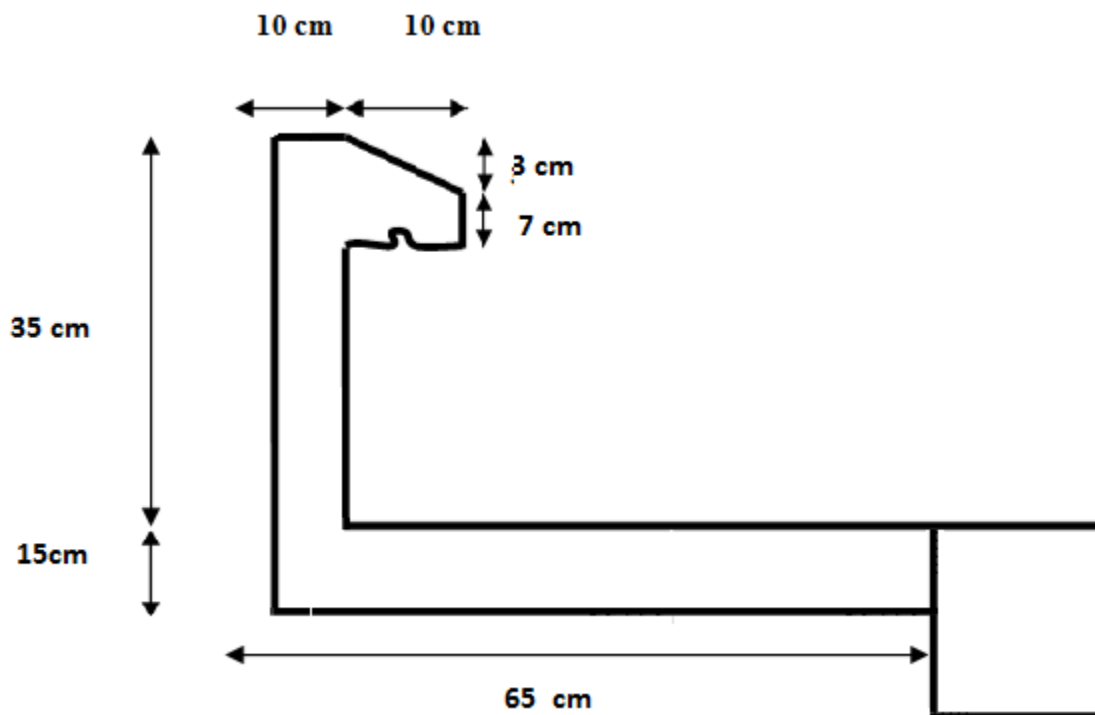


Figure III.6.1 : coupe verticale de l'acrotère

III-6 .1) Calcul des sollicitations :

- Effort normal de compression dû au poids propre :

$$N = G \times 1$$

$$N = \rho \times S \times 1\text{m}$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$$N = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.35)] = 1.0875 \text{ kN/ml.}$$

$$N = 1.0875 \text{ kN/ml}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal

$$Q = 1.00 \text{ kN/ml.}$$

$$M = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0.35 = 0.35 \text{ kN.m.}$$

$$M = 0.35 \text{ kN.}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1\text{m} = 1.00 \text{ kN}$$

$$T = 1.00 \text{ kN}$$

Diagramme des efforts :

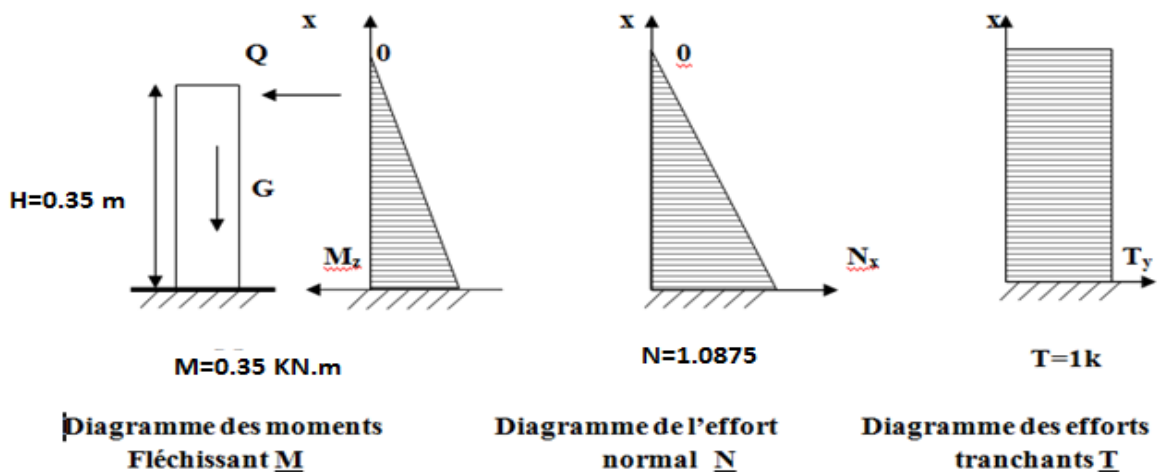


Figure III.6.2: *Schema statique de calcul de l'acrotère.*

III-6 .2) Combinaison des charges :

a. A L'ELU :

La combinaison de charge est : **$1.35G + 1.5Q$**

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.0875 = 1.468 \text{ KN /ml}$$

$$\mathbf{N_u = 1.468 \text{ KN /ml}}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.35 = 0.525 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_u = 0.525 \text{ KN.m}}$$

Effort tranchant

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T_u = 1.5 \text{ KN}}$$

b. A L'ELS:

La combinaison de charge est : **$G + Q$**

Effort normal dû à G :

$$\mathbf{N_s = 1.0875 \text{ KN/ml}}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$\mathbf{M_s = 0.35 \text{ KN.m}}$$

III-6 .3) Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (**N_u**) et (**M_u**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**N_s**) et (**M_s**).

a- Calcul des armatures à l'ELU :

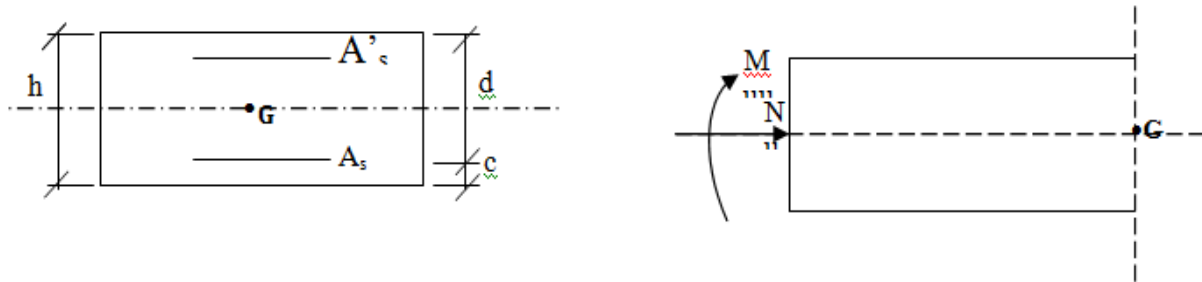


Figure III. 6.3 : Schéma de calcul

h (épaisseur de la section)= 10 cm.

b (largeur de la section)= 100 cm .

c et c' (enrobage)= 3cm .

d (hauteur utile)= $h-c=7$ cm

b- Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.525}{1.468} = 0.358\text{m} = 35.8 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow e_u > h/2 - c$$

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

L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis elle se ramène à la flexion composée.

c - Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 1.468 \times \left[0.358 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.555 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.555 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.555 \times 10^3}{100 \times 72 \times 14.2} = 0.008$$

$\mu_b = 0.008 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**.

$$\mu_b = 0.008 \longrightarrow \beta = 0.996$$

- Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.996$$

Donc :
$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.555 \times 10^3}{0.996 \times 72 \times 348} = 0.229 \text{ cm}^2.$$

- Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.229 - \frac{1.468 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.187 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.187 \text{ cm}^2.$$

III-6 .4) Vérifications:

- Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : **$A_s \geq A_{min}$**

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2.$$

Donc : **$A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$** . Espacées de **15 cm**.

b- Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

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

avec : τ_u : contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.021 \leq \min \{0.15, 25/1.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$ $\longrightarrow$ la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

c- Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{ct28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad ; \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05} = 2.37 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 2.37 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ $\longrightarrow$ donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

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

d- Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

- Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

$$\text{Les aciers } \begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{cases} \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min\{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de β_1 :

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

$$\rho = 0.287\beta_1 = 0.916 \longrightarrow K_1 = 44.52 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{350}{0.916 \times 7 \times 2.01} = 27.157 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 27.157 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} ; \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$ avec : $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$$\sigma_{bs} = 0.02 \times 27.157 = 0.543 \text{ MPa} ; \text{ et } \sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e - Vérification de l'acrotère au séisme :

(RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : **$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$** .

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.0875 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.0875 = 0.522 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nota :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : $4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : $4 \text{ HA} 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 15 cm.

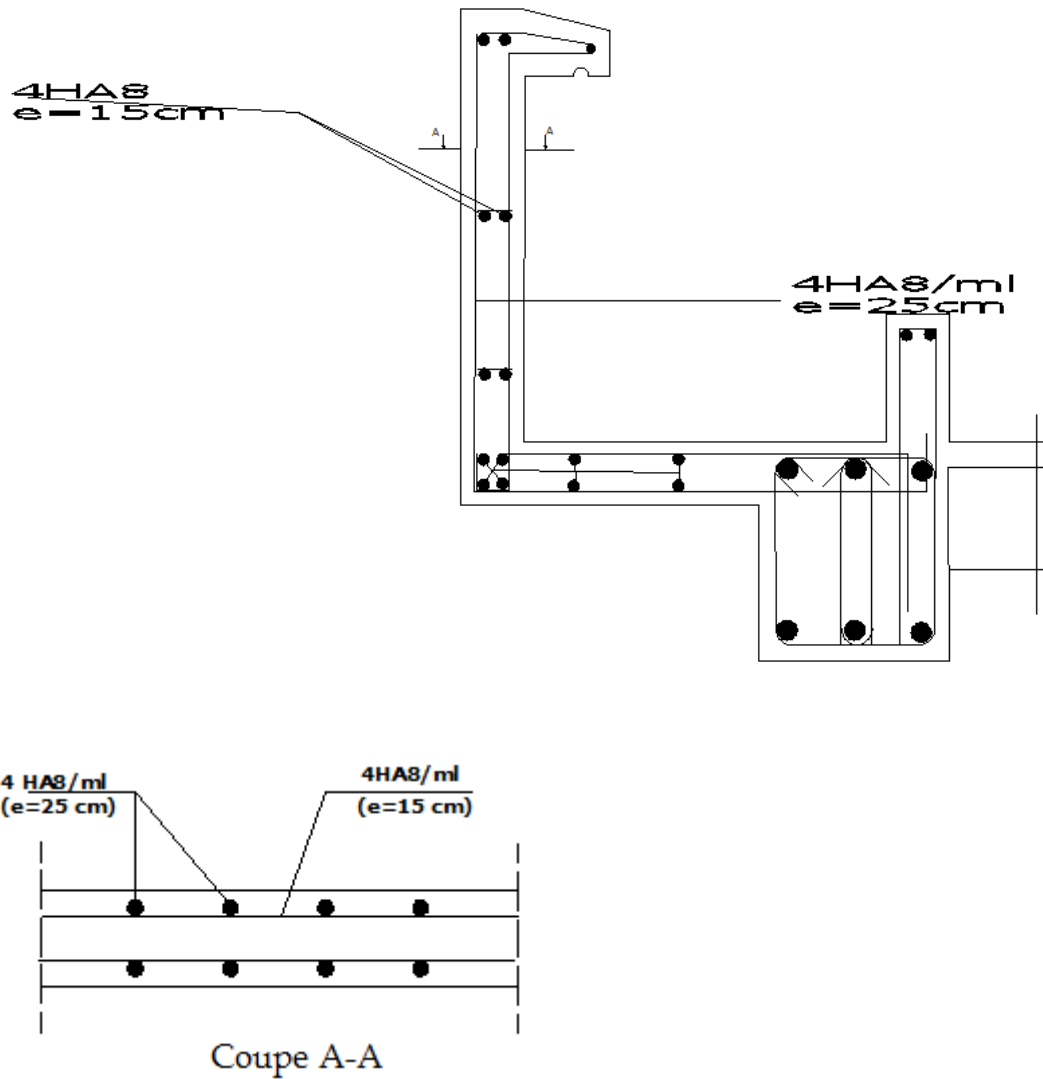
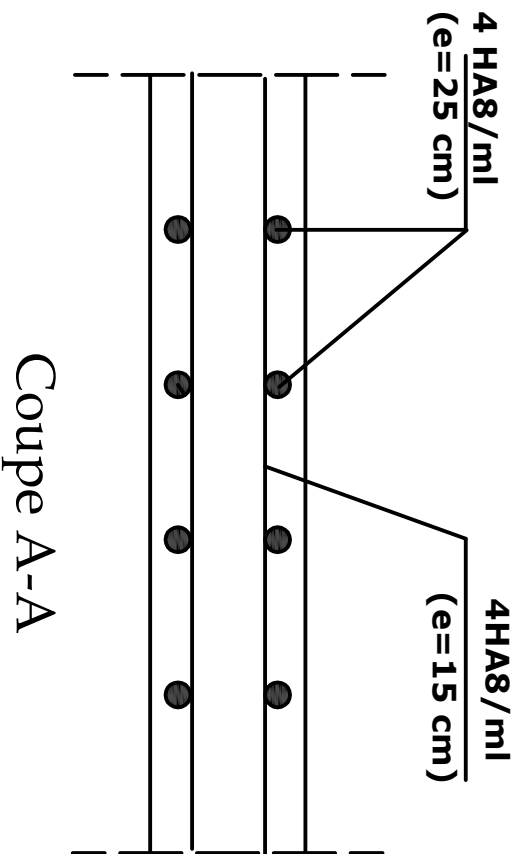
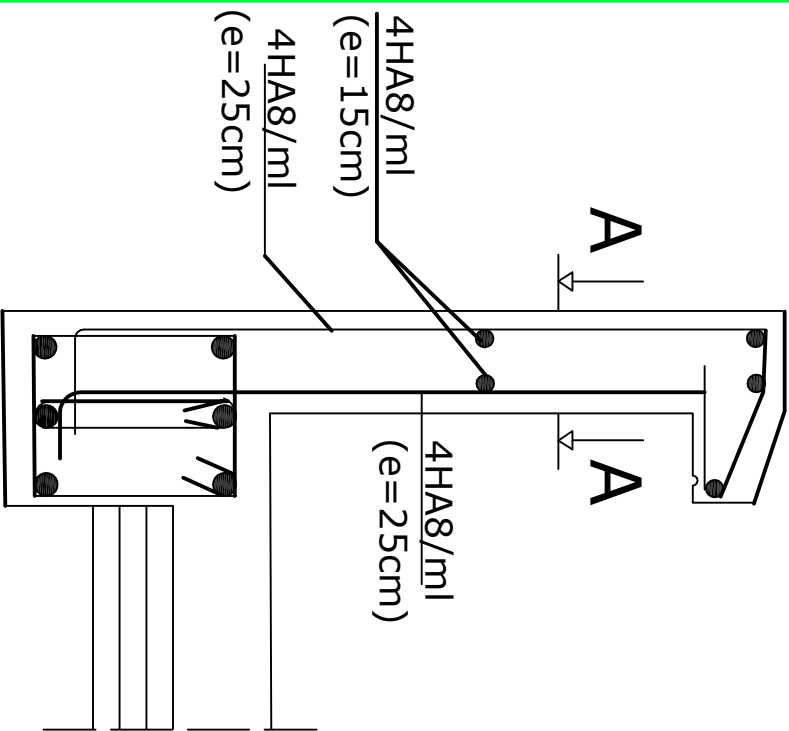


Figure III-6.4) : Schéma de ferrailage de l'acrotère



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil		
Ferrailage de l'acrotère		
Proposé par:	BEF: C.E.A.T	octobre2019
Présenté par:	Mr:ZEMOUREI FARID Mr:SEHIL TARIK	Plan
Encadré par:	Mr: S.AHMED	Echelle:

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

IV.1.Modélisation :

IV.1.1.Définition d'un logiciel de calcul

Un Logiciel de calcul est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

IV.1.2.Description de logiciel ETABS(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « **Computers And Structures Inc.** » à Berkeley (état de la Californie). Sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. La version considérée dans notre mémoire est désignée par ETABS Non Linear 9.6.0.

IV.1.2.1.Quelques définitions

- ❖ Grid line : ligne de grille
- ❖ Joints : nœuds
- ❖ Frame : portique (cadre)
- ❖ Shell : voile
- ❖ Element : élément
- ❖ Restraintes : points d'application de la charge
- ❖ Loads : charges
- ❖ Uniformed loads : charges uniformes
- ❖ Define : définir
- ❖ Material : matériaux

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

- ❖ 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

IV.1.3.Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6.0

IV.1.3.1. Première étape

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

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.

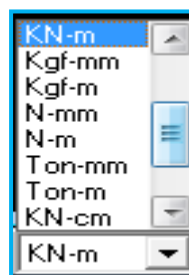


Figure IV.1.2 : Choix des unités

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

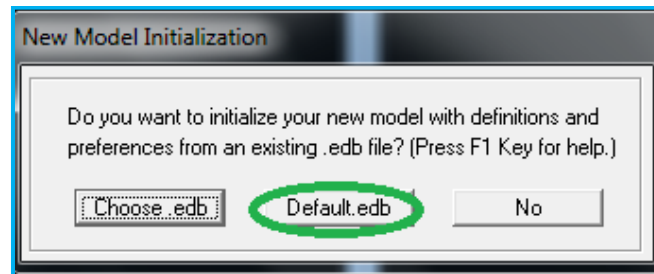


Figure IV.1.3 : Démarrer un nouveau model

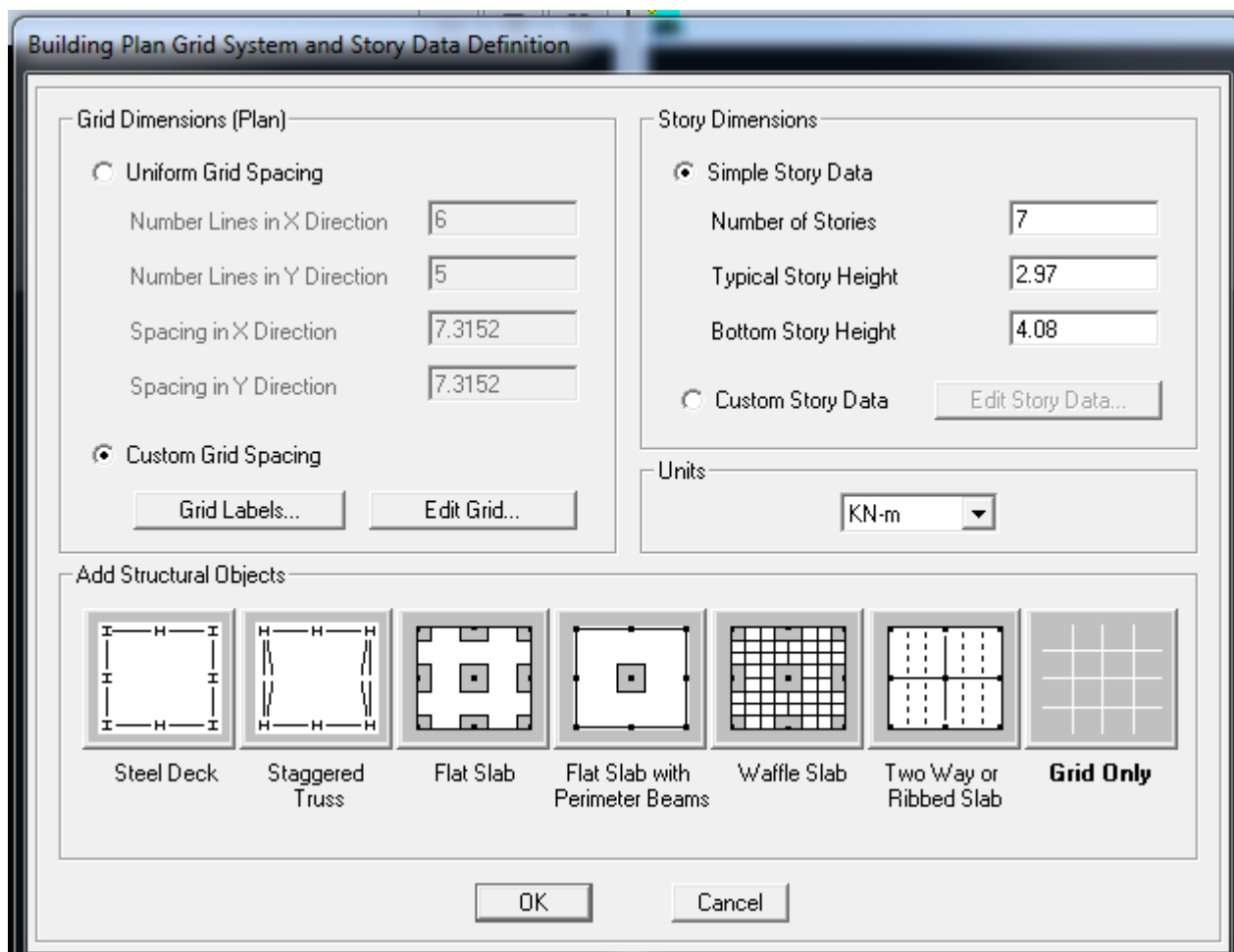


Figure IV.1.1 :La géométrie de base

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

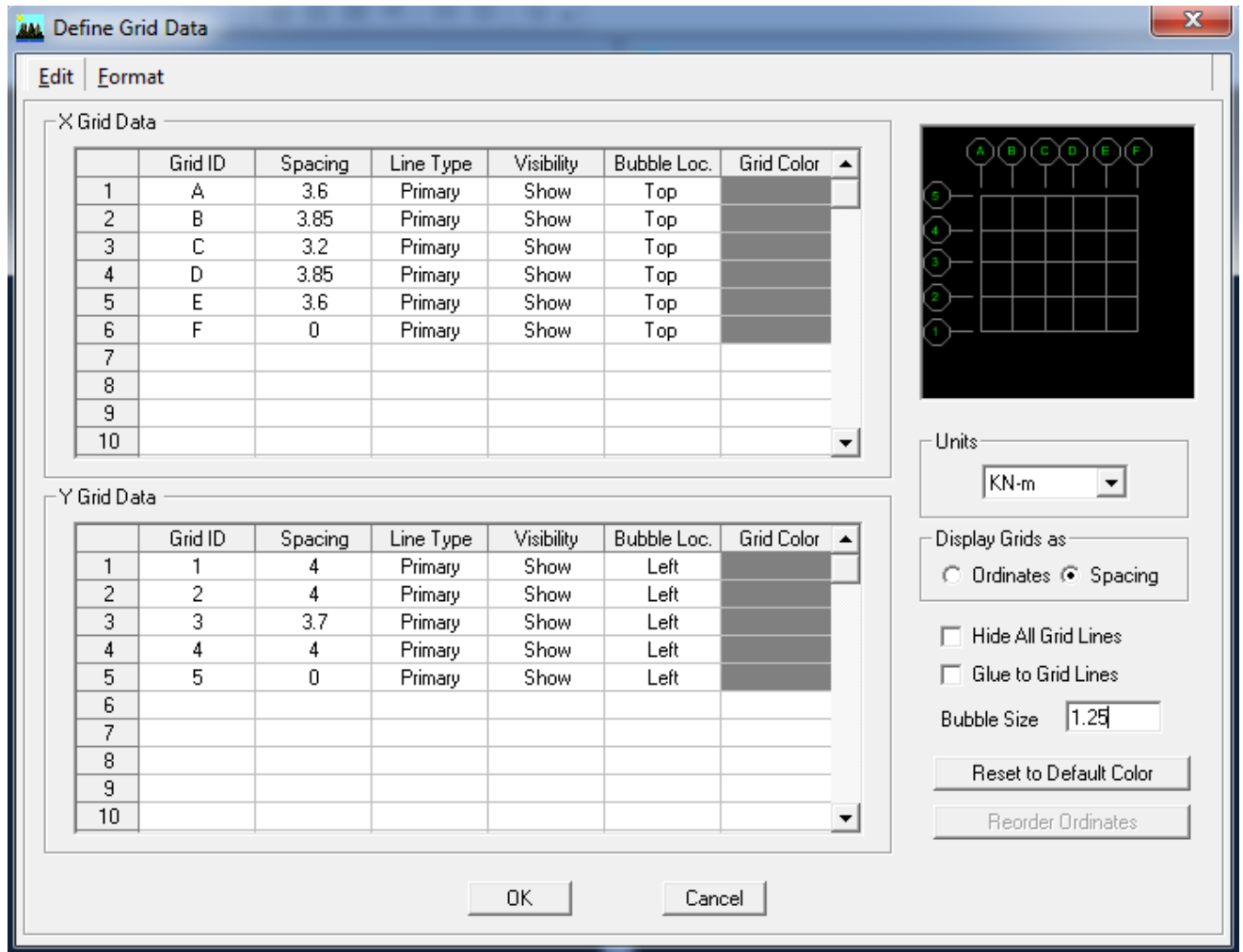


Figure IV.1.2 : Les lignes de construction

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	STORY7	2.97	21.9	Yes		No	0.
7	STORY6	2.97	18.93	No	STORY7	No	0.
6	STORY5	2.97	15.96	No	STORY7	No	0.
5	STORY4	2.97	12.99	No	STORY7	No	0.
4	STORY3	2.97	10.02	No	STORY7	No	0.
3	STORY2	2.97	7.05	No	STORY7	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY7	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height	2.97	Reset
Master Story	No	Reset
Similar To	NONE ▼	Reset
Splice Point	No ▼	Reset
Splice Height	0.	Reset

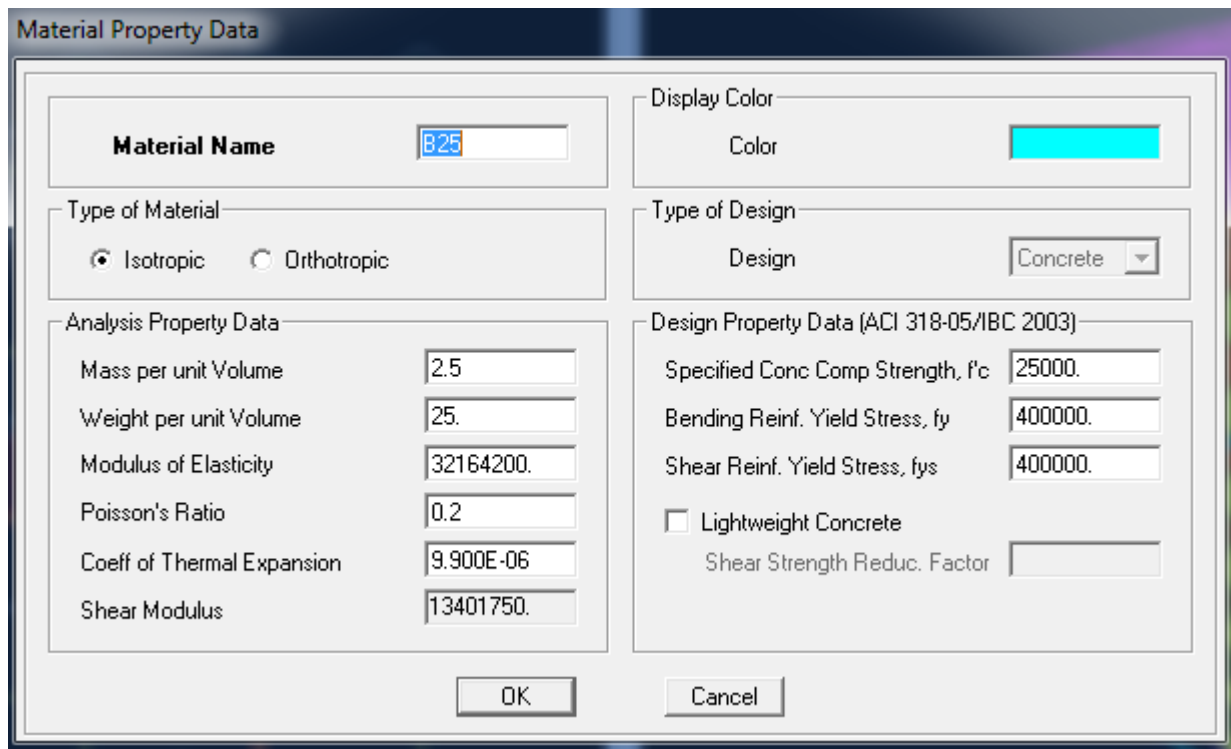
Units

Change Units **KN-m** ▼

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **GridOnly**

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la structure (béton« B25 ») :

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

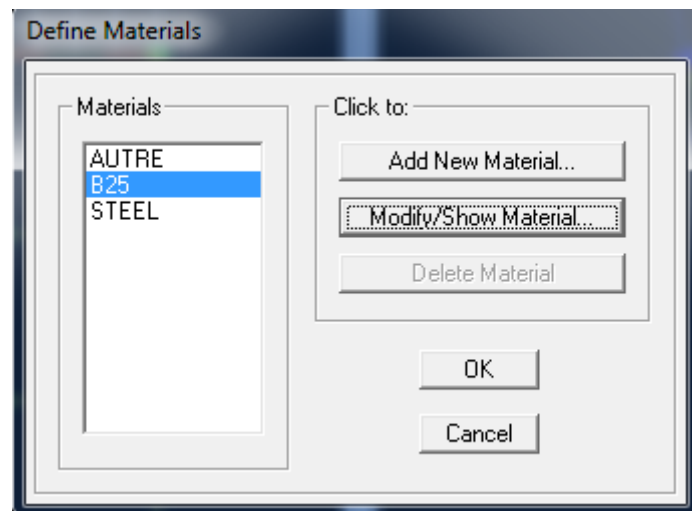


The 'Material Property Data' dialog box is used to define material properties. It contains the following sections:

- Material Name:** A text field containing 'B25'.
- Display Color:** A color selection box showing a light blue color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** Fields for Mass per unit Volume (2.5), Weight per unit Volume (25), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (13401750).
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):** Fields for Specified Conc Comp Strength, f'c (25000), Bending Reinf. Yield Stress, fy (400000), and Shear Reinf. Yield Stress, fys (400000). There is also a checkbox for 'Lightweight Concrete' and a field for 'Shear Strength Reduc. Factor'.

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Figure IV.1.4 :Définition des matériaux



The 'Define Materials' dialog box is used to manage the list of materials. It contains the following sections:

- Materials:** A list box containing 'AUTRE', 'B25' (highlighted), and 'STEEL'.
- Click to:** Buttons for 'Add New Material...', 'Modify/Show Material...' (disabled), and 'Delete Material' (disabled).

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Figure IV.1.5 :Les matériaux béton et bardage

➤ Modification de géométrie de base

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur le bouton droit et on choisie **Edit grid data**.

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

D) Vérification des dimensions

Sur la barre des tâches supérieure...set building view option...visible in view ... **Dimension lines.**

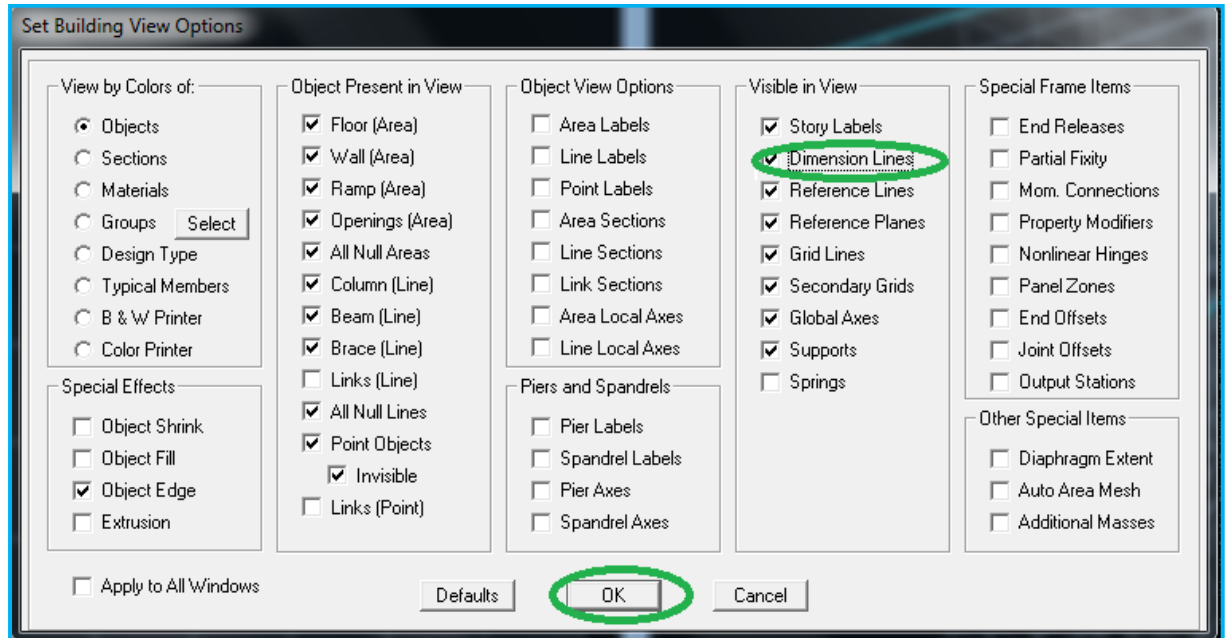


Figure IV.1.6 : Vérification des dimensions

IV.1.3.2. Deuxième étape

A) Définition des caractéristiques géométriques des éléments

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

➤ Pour les poutres et les poteaux

Define → frame sections ou 

Icone properties → on sélection tout → deleteproperty

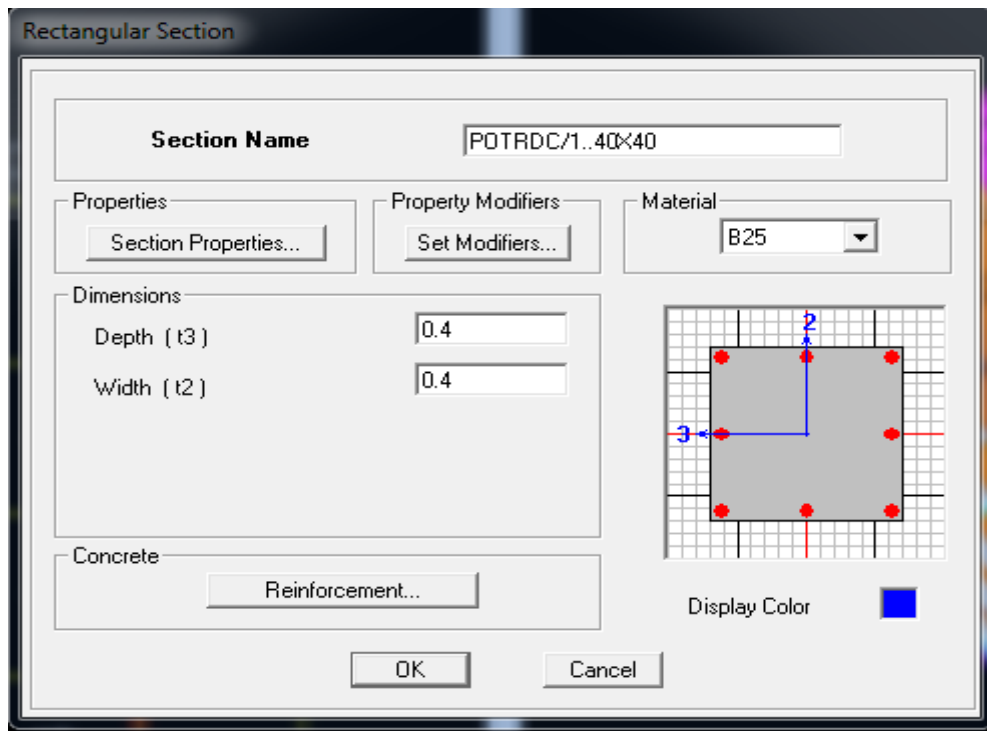
Icon click to → « addrectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

NB :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → Columnnet pour les poutres → Beam

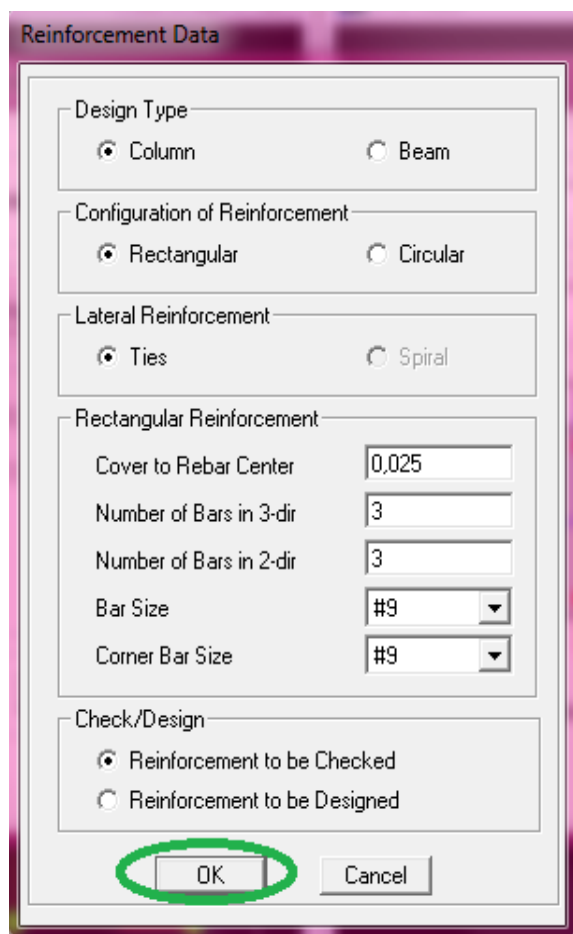
Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA



The 'Rectangular Section' dialog box is used to define the properties of a rectangular section. It includes the following fields and options:

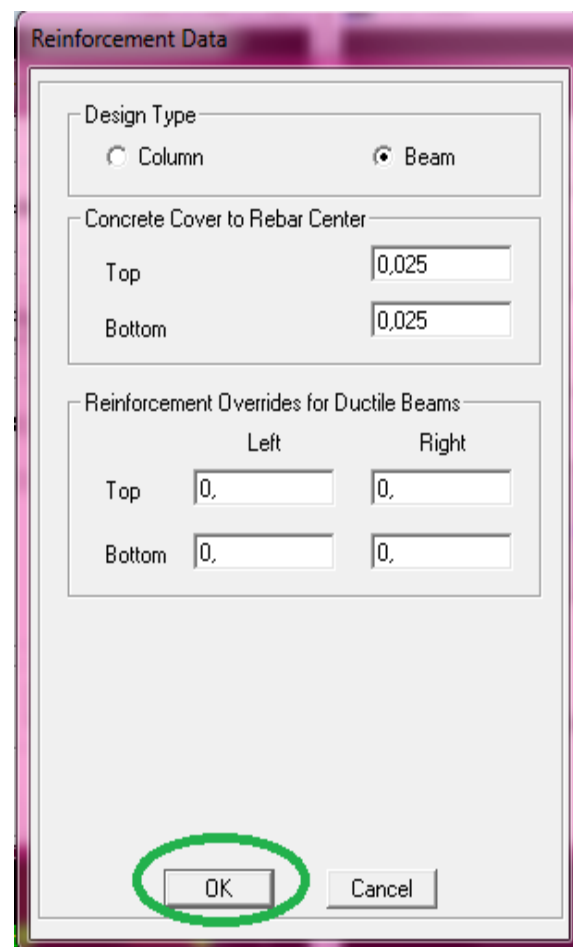
- Section Name:** POTRDC/1..40X40
- Properties:** Section Properties...
- Property Modifiers:** Set Modifiers...
- Material:** B25
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0.4
 - Width (t2): 0.4
- Concrete:** Reinforcement...
- Display Color:** Blue
- OK** and **Cancel** buttons.

Figure IV.1.7: Définition des éléments lignes



The 'Reinforcement Data' dialog box (Left) is used to specify the reinforcement details for a column. It includes the following fields and options:

- Design Type:** ☒ Column, ☐ Beam
- Configuration of Reinforcement:** ☒ Rectangular, ☐ Circular
- Lateral Reinforcement:** ☒ Ties, ☐ Spiral
- Rectangular Reinforcement:**
 - Cover to Rebar Center: 0,025
 - Number of Bars in 3-dir: 3
 - Number of Bars in 2-dir: 3
 - Bar Size: #9
 - Corner Bar Size: #9
- Check/Design:** ☒ Reinforcement to be Checked, ☐ Reinforcement to be Designed
- OK** and **Cancel** buttons.



The 'Reinforcement Data' dialog box (Right) is used to specify the reinforcement details for a beam. It includes the following fields and options:

- Design Type:** ☐ Column, ☒ Beam
- Concrete Cover to Rebar Center:**
 - Top: 0,025
 - Bottom: 0,025
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:**

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,
- OK** and **Cancel** buttons.

Figure IV.1.8: Spécification de l'enrobage

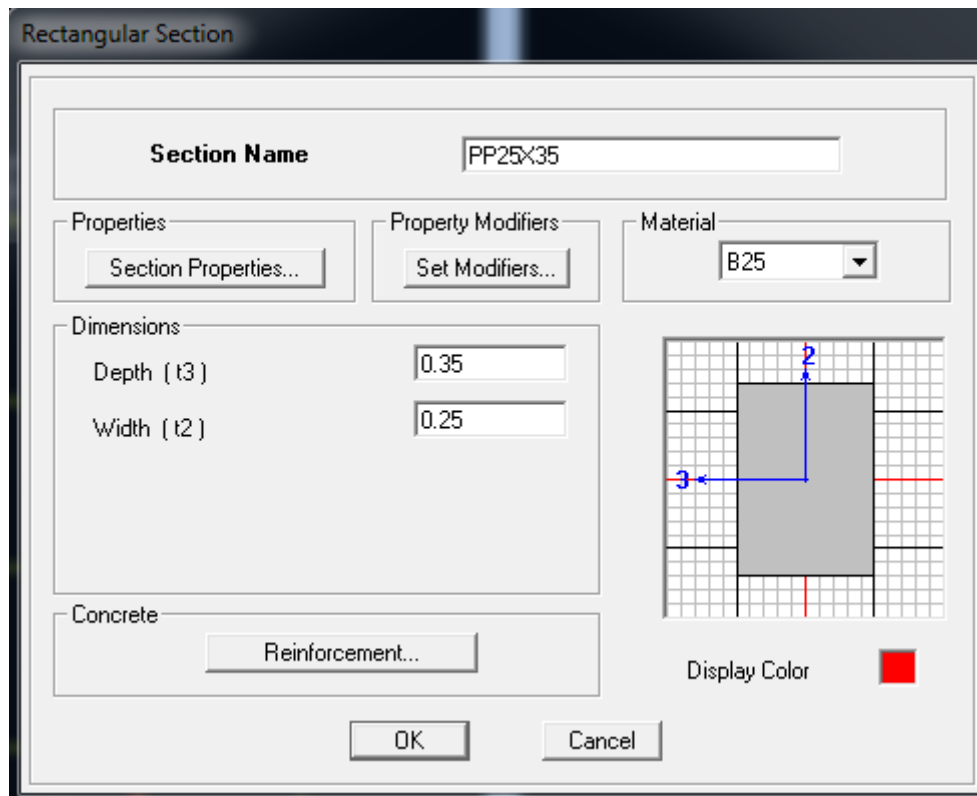


Figure IV.1.12 : Définition des poutres principales

➤ Pour les voiles et les dalles pleines

Define → wall/slab/deck sections, ou ()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elémentshells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elémentmembran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

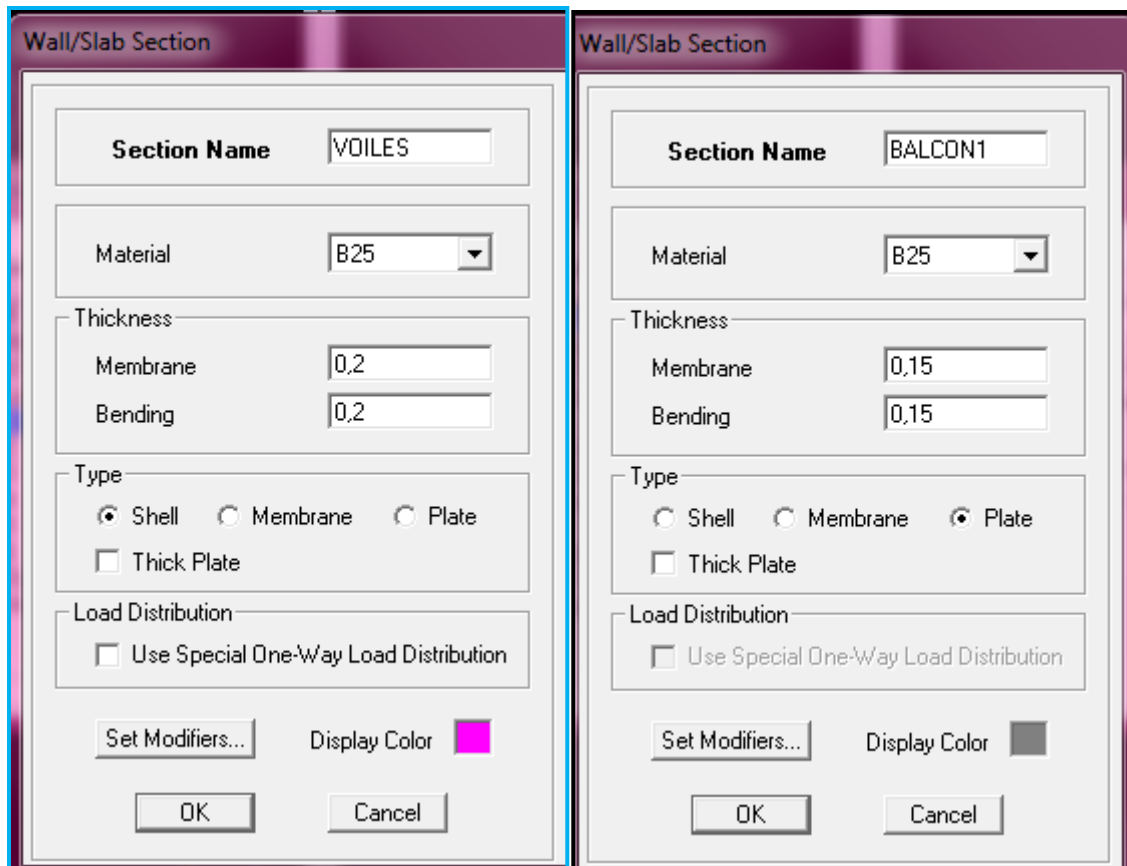


Figure IV.1.13 : Définition des éléments surfaciques

- ❖ Define ☐ wall/slab/decksection ☐ Add new Wall pour le dimensionnement du voile
- ❖ Define ☐ wall/slab/decksection ☐ Add new deck pour le dimensionnement du plancher

IV.1.3.3. Troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

A) Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ceci sur ETABS, on sélectionne les nœuds à la base.

Assigning → joint/point → restraints.

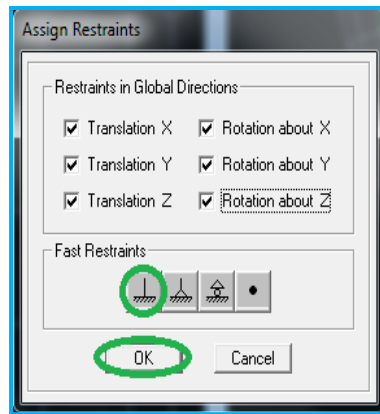


Figure IV.1.9 Définition des appuis

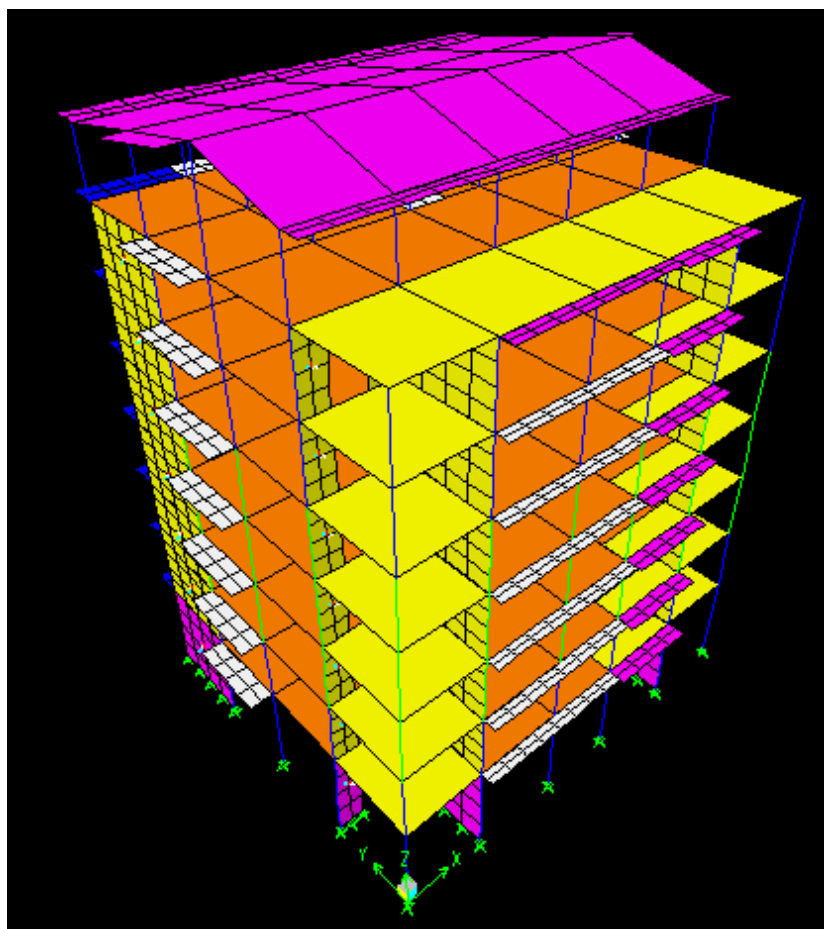


Figure IV.1.10 : Vue en 3 D de la structure

B) Définition de l'action sismique

Definemasse source



Cela nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

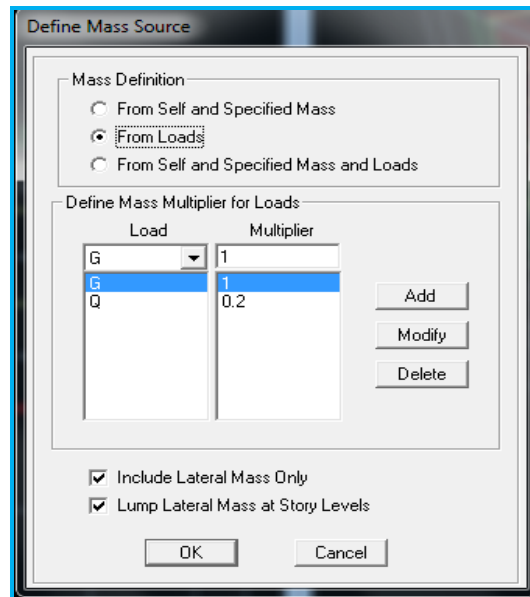


Figure IV.1.11 : Définition de la masse sismique

C) Les diaphragmes

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assigning → joint/point → diaphragm.

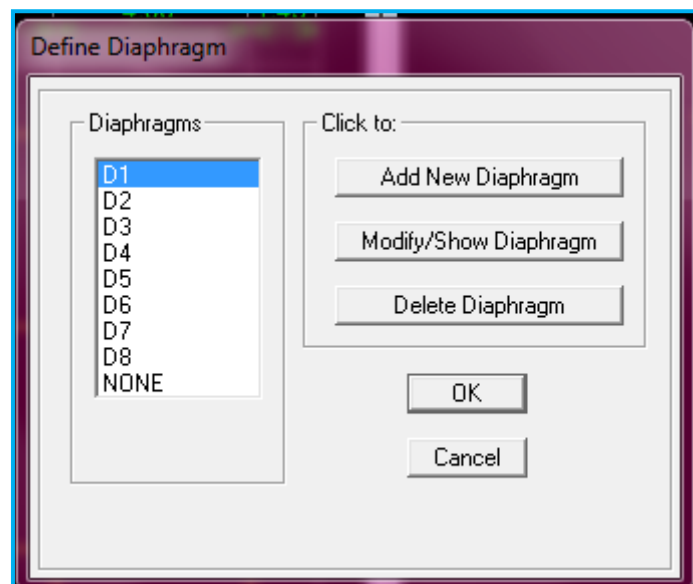


Figure IV.1.12 : Définition des diaphragmes

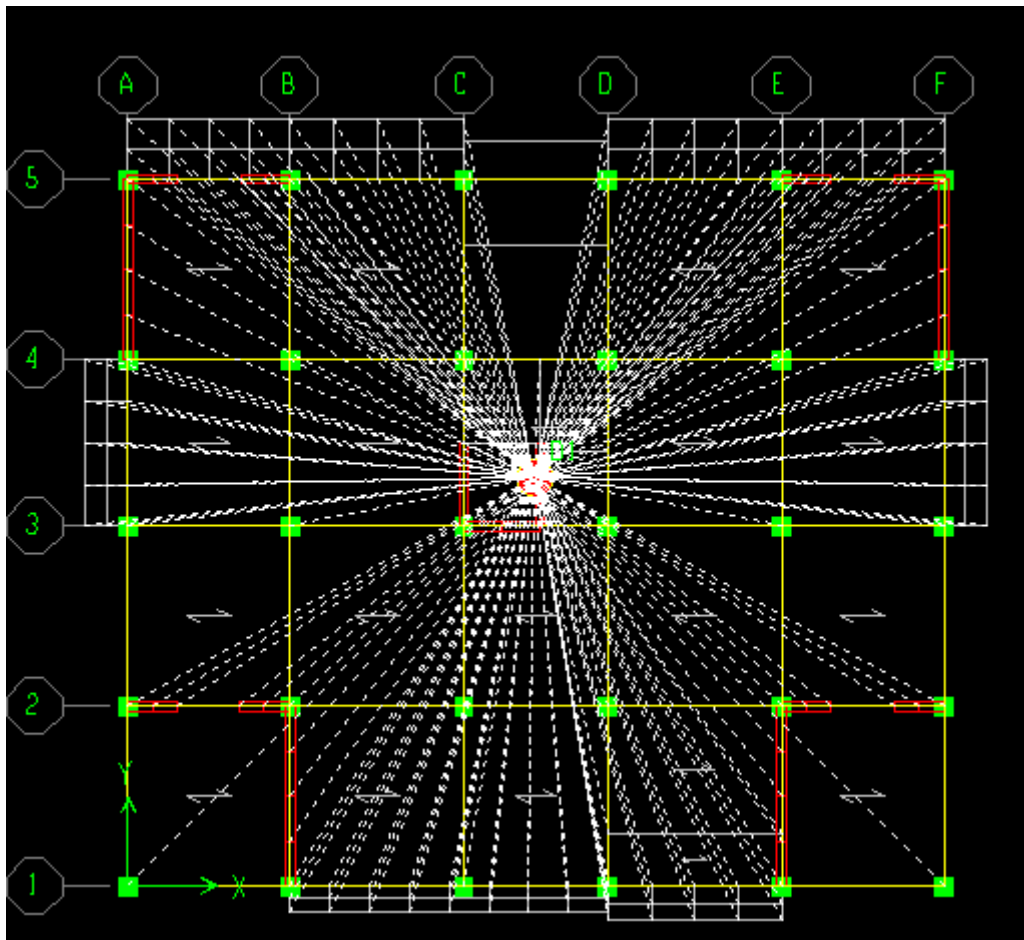


Figure IV.1.13 : Vue en plan après l'assignement des diaphragmes

IV.1.3.4. Quatrième étape

Dans cette étape on va introduire les charges des différents éléments de la structure.

A) Définitions des charges

Define → static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types. On distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

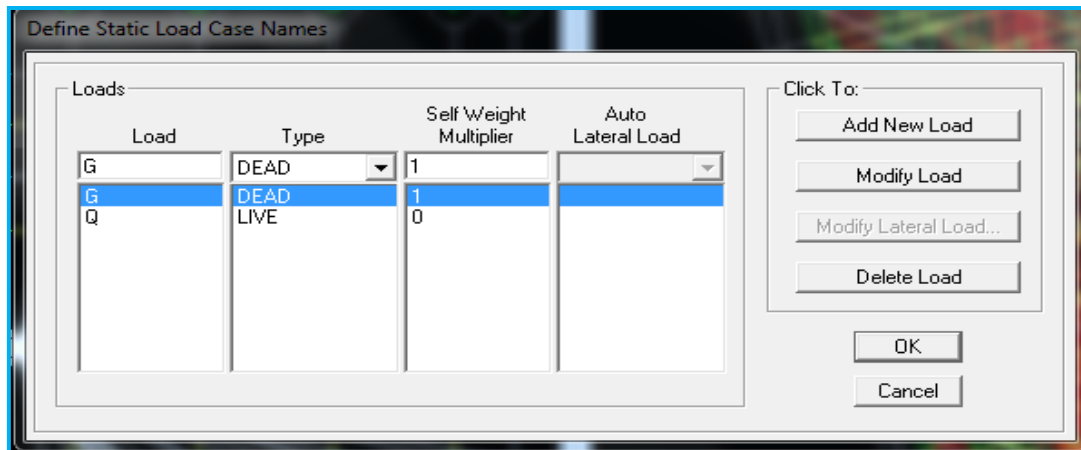


Figure IV.1.14 : Définition des cas de charges

B) Introduction des charges

❖ Pour les dalles pleines

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

- on sélectionne nos dalles.

Assigment/area LoadsUniform

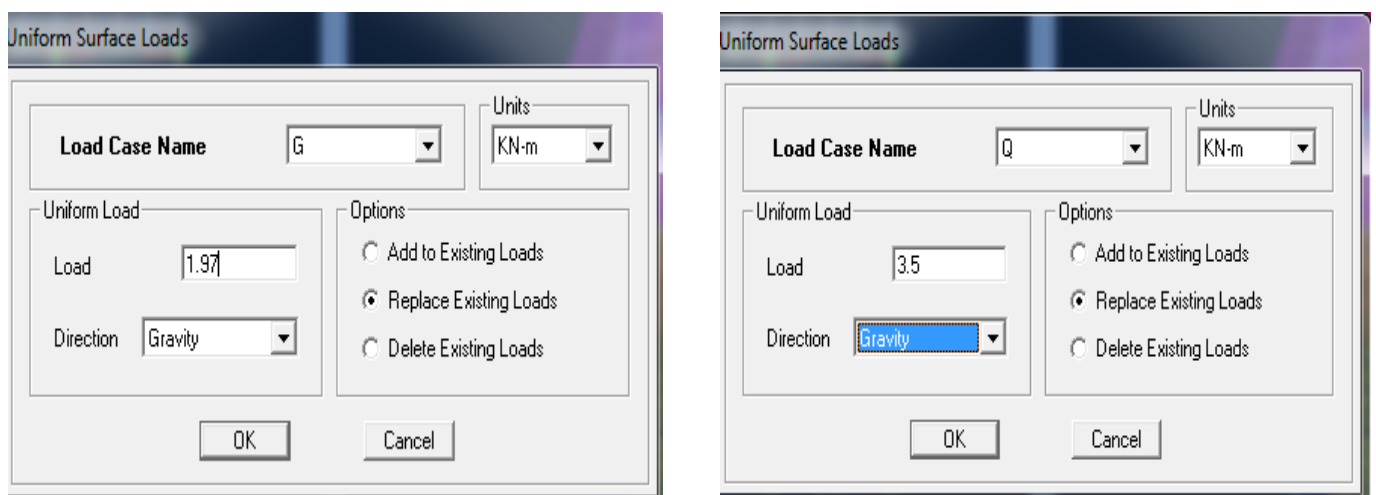


Figure IV.1.15 : Introduction des charges pour les dalles pleines

➤ Pour les planchers

1. Plancher étage courant

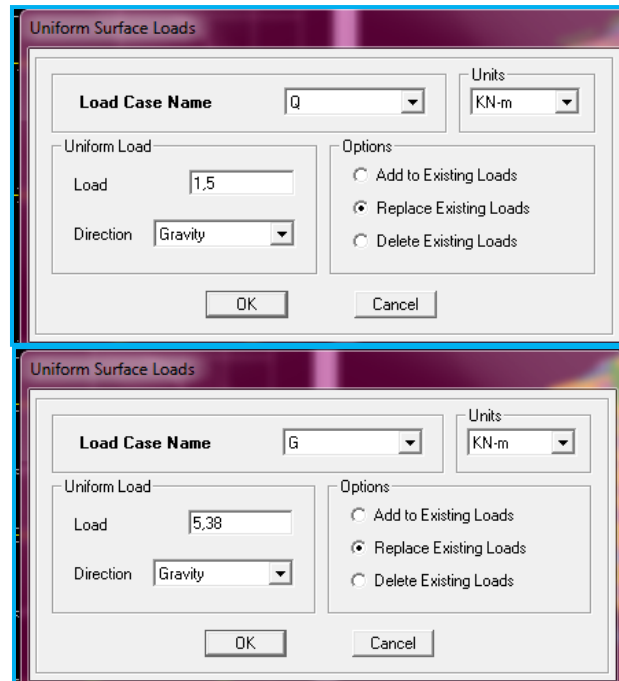


Figure IV.1.16 : Introduction des charges pour les planchers des étages courants

2. Pour la toiture

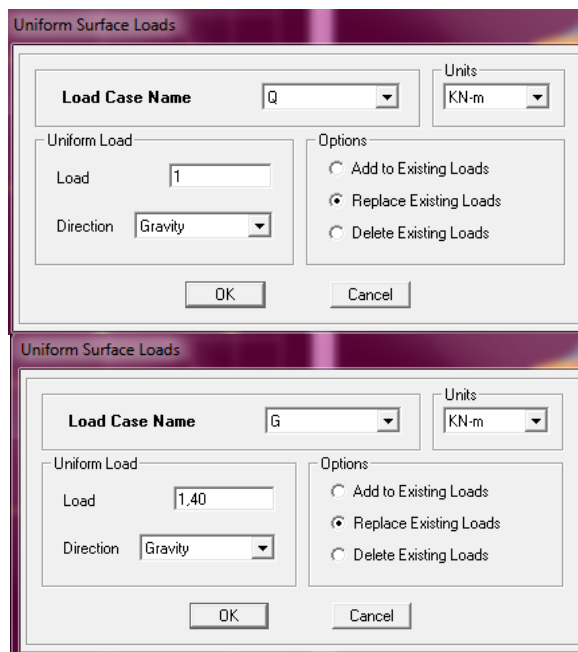


Figure IV.1.17 : Introduction des charges pour la toiture

C) La charge sismique

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On définit le spectre comme suite :

Fréquence (Hz)	Valeur Spectrale
4.870	0.019
4.880	0.019
4.890	0.019
4.900	0.019
4.910	0.019
4.920	0.019
4.930	0.019
4.940	0.019
4.950	0.019
4.960	0.019
4.970	0.019
4.980	0.018
4.990	0.018
5.000	0.018

Figure IV.1.18 : Définition du spectre du calcul

D) L'introduction du spectre

Define → Response spectrum fonctions.

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

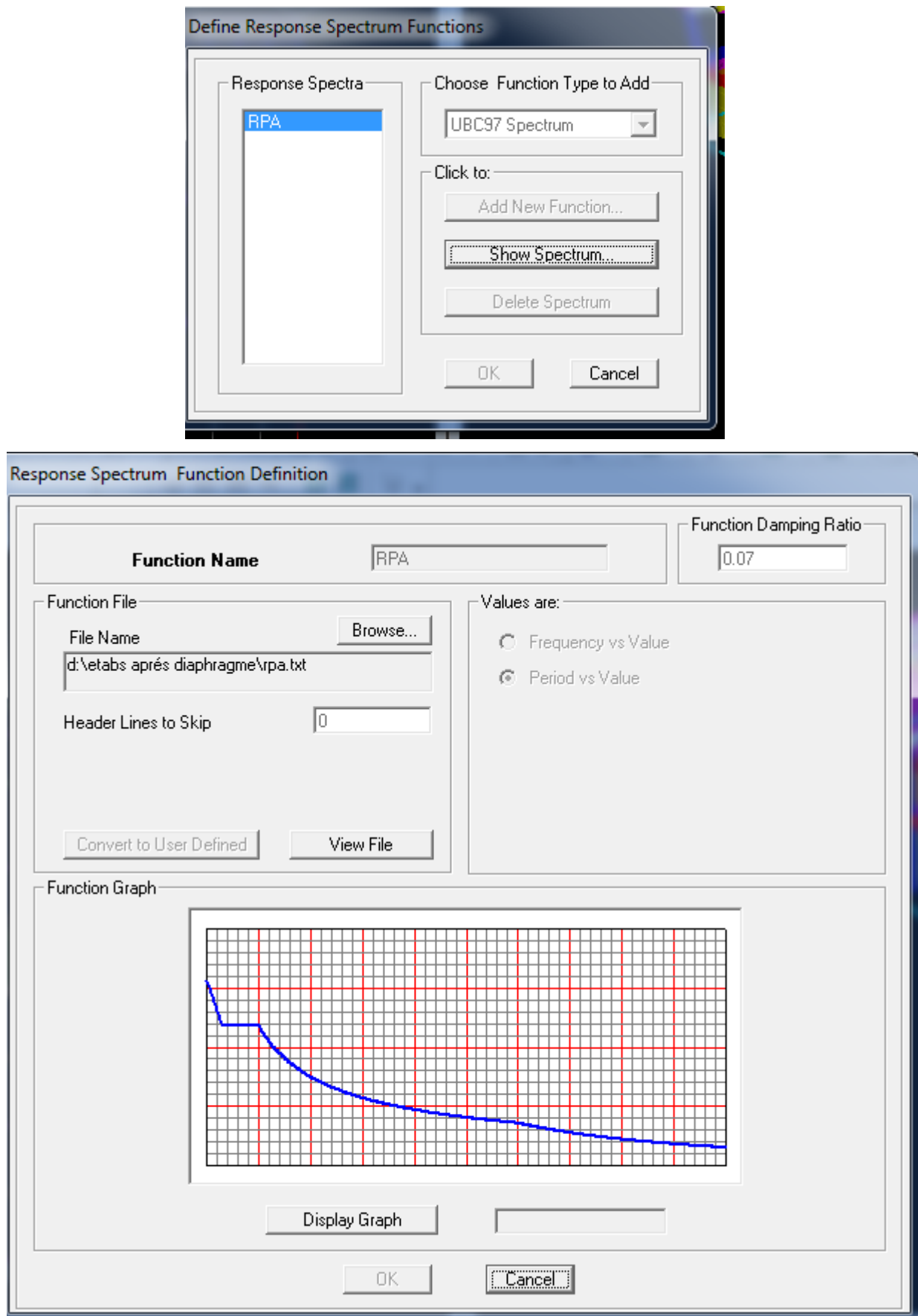


Figure IV.1.19 : Introduction du spectre dans ETABS

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

E) Charge sismique

Define → Responsespectrumcases



Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Il est basé sur la méthode de superposition modale.

The figure displays three screenshots of the ETABS software interface for defining seismic response cases.

The top two screenshots show the **Response Spectrum Case Data** dialog box for cases **EX** and **EY**.

Response Spectrum Case Data (EX):

- Spectrum Case Name:** EX
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.07
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1: , f2:
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF: , Modified SRSS (Chinese)
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle: 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05, Override Diaph. Eccen.: Override...

Response Spectrum Case Data (EY):

- Spectrum Case Name:** EY
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.07
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1: , f2:
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF: , Modified SRSS (Chinese)
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle: 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05, Override Diaph. Eccen.: Override...

The bottom screenshot shows the **Define Response Spectra** dialog box.

- Spectra:** EX, EY (selected)
- Click to:**
 - Add New Spectrum...
 - Modify/Show Spectrum...
 - Delete Spectrum
- OK, Cancel

Figure IV.1.20 : Définition de la réponse sismique dans les deux directions

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

IV.1.3.5. Cinquième étape

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **laodcombinations**



On introduit les combinaisons de charges :

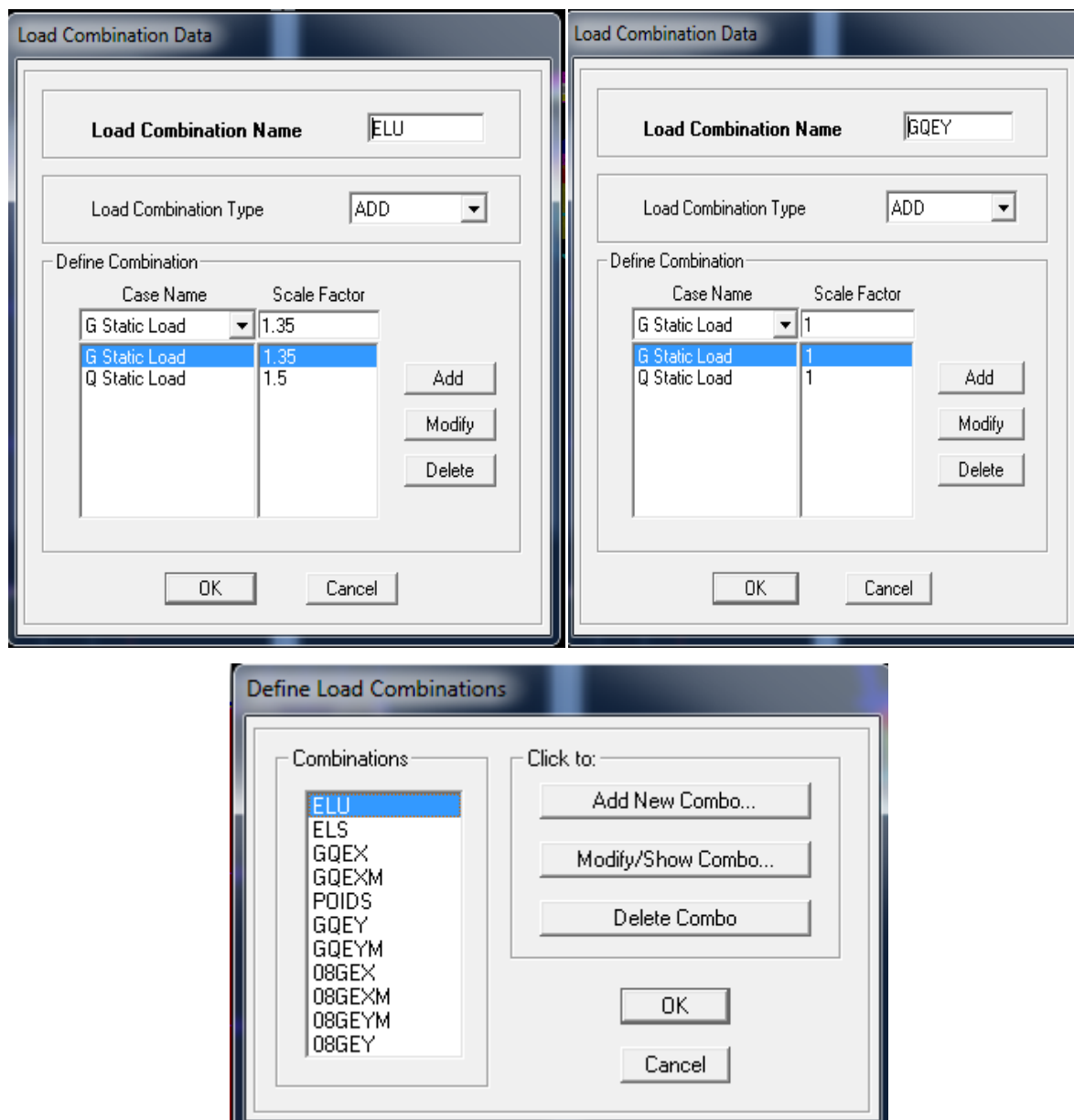


Figure IV.1.21 : Les combinaisons de charges

IV.1.3.6. Sixième étape

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massiquesupérieure à 90% selon RPA 2003.

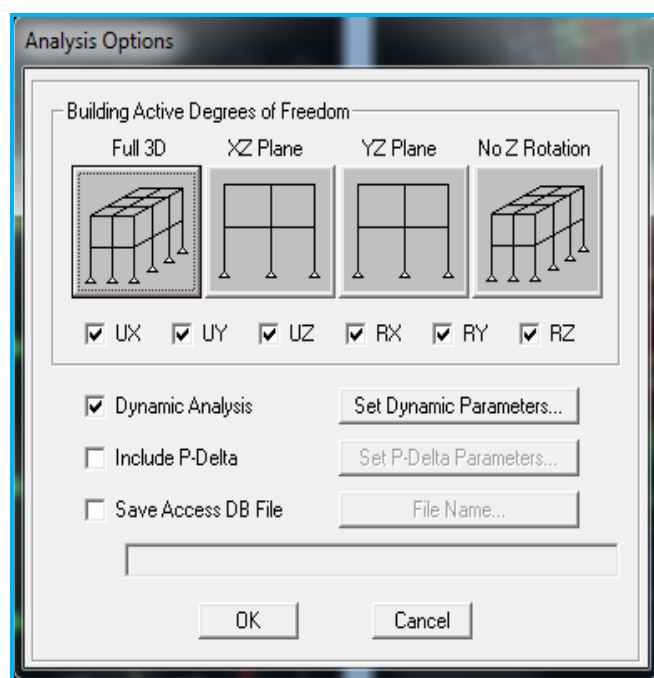


Figure IV.1.22 : Définition des options d'analyse

A) ANALYSE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

B) ANALYSE MODALE

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres des structures. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

C) ANALYSE SPECTRALE

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète QuadraticCombination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

D) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Pour des cas d'analyse ou une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur, de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyse → Run Analysis Ou F5

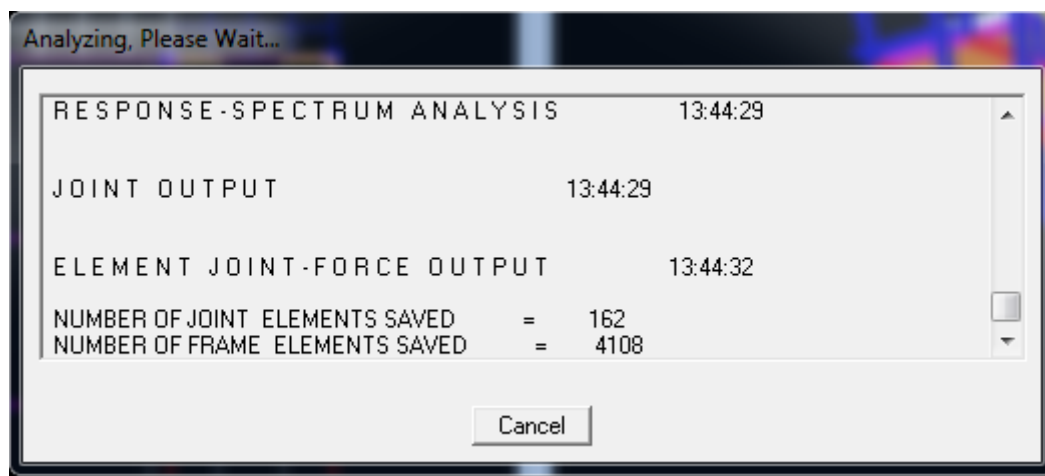


Figure IV.1.23 : Lancement de l'analyse

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

IV.2. Vérification des conditions de RPA

Introduction

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien R.P.A99 version 2003.

IV.2.1. La méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

➤ Condition sur la régularité

Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière (condition sur les ouvertures dans les plancher n'est pas vérifiée). Condition non vérifiée.

➤ Condition complémentaire

- ✓ Le bloc implante dans la zone IIa
- ✓ Le groupe d'usage :2.
- ✓ La MSE est applicable si : $H_t = 26.15\text{m} \leq 23\text{ m}$. Condition non vérifiée

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

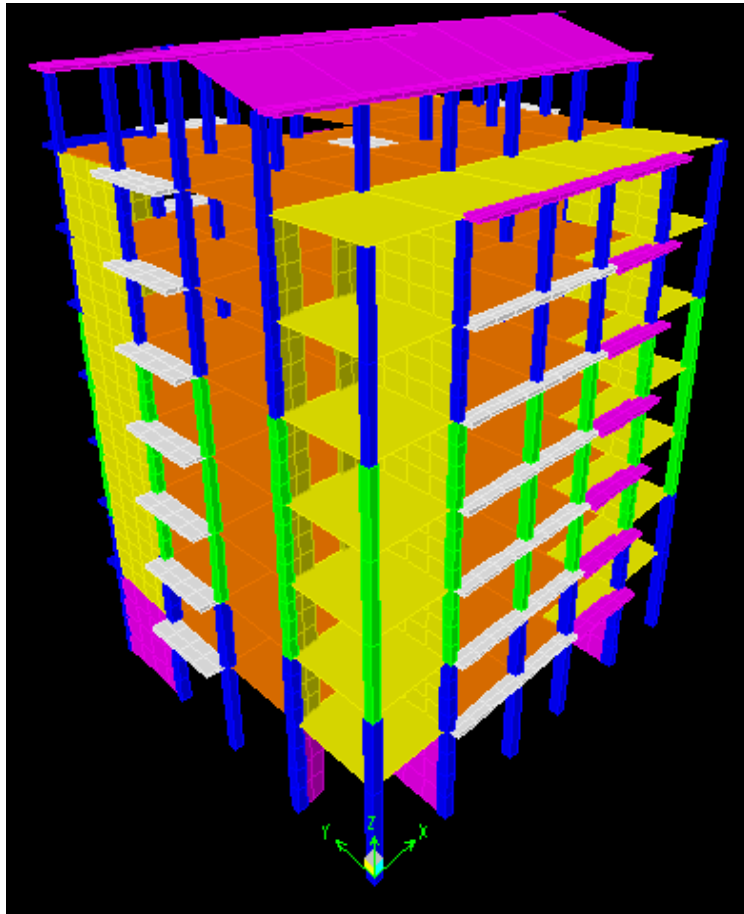


Figure IV.2.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

IV2.2.Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens

IV.2.2.1 Nombre de modes à retenir

Le RPA 99/ version 2003(ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le

nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.735669	75.4204	0	75.4204	0	0.6686
2	0.458113	0.0052	69.7065	75.4256	69.7065	0.2851
3	0.408995	0.8579	0.2959	76.2834	70.0024	70.1384
4	0.213003	14.7386	0	91.0221	70.0024	0.1559
5	0.128748	0.0004	5.6013	91.0224	75.6037	0.0056
6	0.117907	2.4113	0.0016	93.4337	75.6053	0.0706
7	0.114299	0.0516	0	93.4853	75.6053	8.3321
8	0.096574	0.0239	15.2709	93.5091	90.8762	0.0231
9	0.093278	3.1111	0.1573	96.6203	91.0335	1.8891
10	0.089344	0.2754	0.0031	96.8957	91.0366	9.8975

Tableau IV.2.1: Résultats d'analyse dynamique.

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,735669$ s.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir le 8 modes ou la masse atteinne les 90% (selon RPA.99).

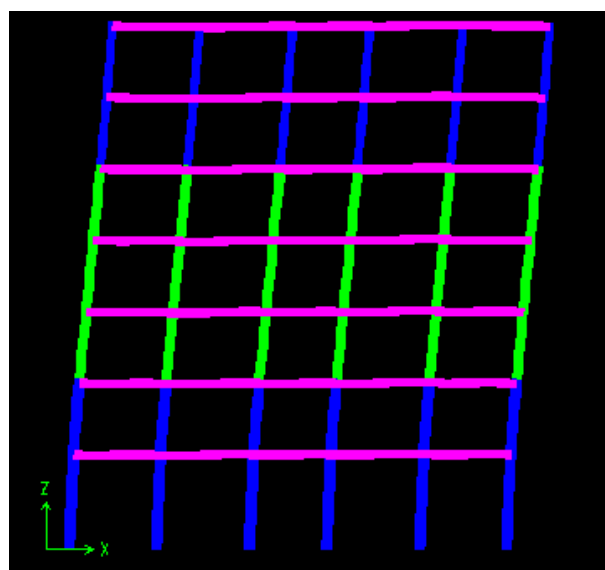


Figure IV.2.2: Le premier mode ($T=0,735669$ s).

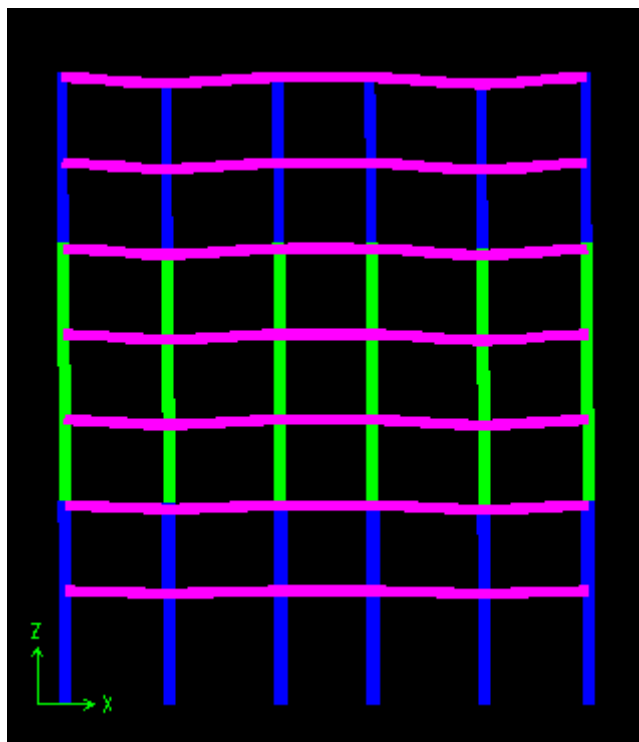


Figure IV.2.3: Le deuxième mode ($T = 0.408995s$).

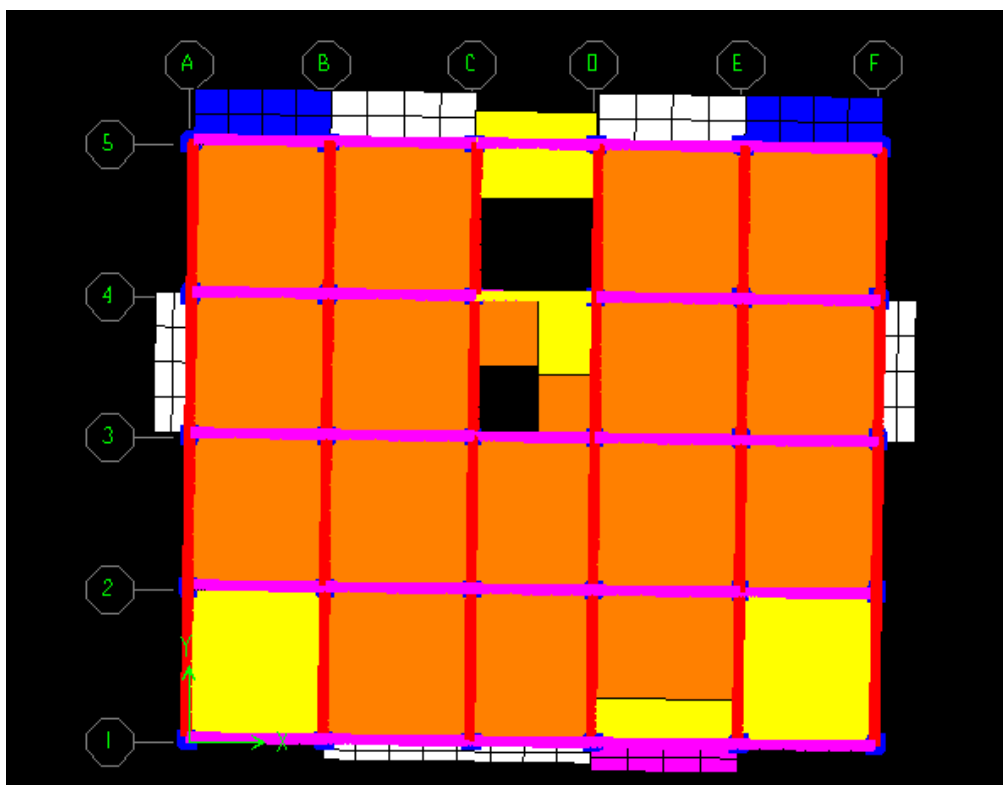


Figure IV.2.4: Le troisième mode ($T = 0.408995s$).

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

IV.2.2.2. Vérification de la période.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6/RPA99 .version2003})$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 du RPA2003** $\longrightarrow C_T=0.05$.

Remarque : à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0.05 \times 26.15^{3/4} = \mathbf{0.578 \text{ sec}}$$

D'où: $T = 1.3 \times 0.578 = \mathbf{0.7516[s]} \geq T_{\text{etabs}} = \mathbf{0.735669[s]}$ **(Condition vérifiée).**

IV.2.2.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée

Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA99 formule (4.1)}$$

❖ **Coefficient du comportement de la structure R : RPA99 Tableau (4. 3)**

Système de contreventement voiles porteurs assuré par des voiles et des portiques avec justifications d'interaction portiques- voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

Les charges horizontales sont reprises conjointement par des voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Charges horizontales		Charges verticales
Ch% X-X	Ch% Y-Y	Cv%
77.37%	90.08%	28.98%

Remarque :

- Les charges verticales reprises par les voiles dépassent les 20%

- les charges horizontales reprises par les voiles dans le sens X-X et Y-Y dépassent les 75%

Contreventement	Valeur de R
Voiles porteurs	R= 3.5

Paramètres		La valeur
Coefficient d'accélération de zone : A Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
Calcul de la période T : RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 26.15m$	T=0,578s.
Facteur d'amplification dynamique moyen :	Valeur T_2 : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$. Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) $\xi = 7$ Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,76$	D=1,6
Coefficient de comportement global de la structure R : RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	Voiles porteurs	R=3,5
Poids total W_t :		23601,21KN

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)

$$D = 2.5.\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3}.(3 / T)^{5/3} \quad T > 3s$$

Facteur de qualité (Q) :RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q=1+\sum P_q$				
	Q _x		Q _y	
Observation de critère	oui	non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,1		1,05	

Tableau IV.2.2: Les valeurs des paramètres forces sismique à la base.

D'après l'article du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base $V_{logiciel}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}.$$

	L'effort tranchant (MSE) (KN)		0,8*V _{MSE} (KN)	V _{logiciel} (KN)	V _{logiciel} ≥ 0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.W$	1780,20	1424,16	2611.89	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.W$	1699,28	1359,42	3138.25	Condition vérifiée

Tableau IV.2.3: Vérification de la force sismique à la base.

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

IV.2.2.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Oltre les vérifications prescrites par CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

B_c : l'aire (section brute) de béton

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

Pour les poteaux de section (40x40) $N_d = 1118.19 \text{ KN}$

$$V = \frac{1118.19 \times 1000}{(400) \cdot (400) \cdot 25} = 0.28 < 0.3 \text{ condition vérifiée .}$$

IV.2.2.5. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse

Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

Égale à $\pm L$.

$$CM - CR \leq 5\% L_x \quad L_x = 20\text{m.}$$

$$CM - CR \leq 5\% L_y \quad L_y = 17,80\text{m.}$$

Avec : CM : Le centre de masse.

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

Story	XCM	XCR	CM-CR	5%Lx	OBS	YCM	YCR	CM-CR	5%Ly	OBS
RDC	9.044	8.98	0.064	1	CV	8.098	9.621	1.523	0.89	CNV
ET1	9.045	8.975	0.07	1	CV	8.071	9.815	1.744	0.89	CNV
ET2	9.045	8.959	0.086	1	CV	8.073	9.991	1.918	0.89	CNV
ET3	9.045	8.941	0.104	1	CV	8.073	10.104	2.031	0.89	CNV
ET4	9.045	8.924	0.121	1	CV	8.076	10.178	2.102	0.89	CNV
ET5	9.045	8.91	0.135	1	CV	8.077	10.238	2.161	0.89	CNV
ET6	9.02	8.90	0.12	1	CV	8.473	10.279	1.806	0.89	CNV
ET7-1	9.05	8.965	0.085	1	CV	9.688	10.123	0.435	0.89	CNV

CR : Le centre de torsion.

Tableau IV.2.4: Vérification de l'excentricité.

IV.2.2.5. Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

Story	Diaphragm	UX	$\delta k - \delta k_{-1}$ (m)	h_e (m)	$1\%h_e$	OBS
ET7-1	D8	0.0279	0.0014	2.97	0.0297	CV
ET6	D7	0.0265	0.0032	2.97	0.0297	CV
ET5	D6	0.0233	0.0039	2.97	0.0297	CV
ET4	D5	0.0194	0.0042	2.97	0.0297	CV
ET3	D4	0.0152	0.0044	2.97	0.0297	CV
ET2	D3	0.0108	0.0043	2.97	0.0297	CV
ET1	D2	0.0065	0.0037	2.97	0.0297	CV
RDC	D1	0.0028	0.0028	4.08	0.0408	CV

Tableau IV.2.5: Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x .

Story	Diaphragm	UY	$\delta k - \delta k_{-1}$ (m)	h_e (m)	$1\%h_e$	OBS
ET7-1	D8	0.0156	0.0021	2.97	0.0297	CV
ET6	D7	0.0135	0.0023	2.97	0.0297	CV
ET5	D6	0.0112	0.0024	2.97	0.0297	CV
ET4	D5	0.0088	0.0024	2.97	0.0297	CV
ET3	D4	0.0064	0.0022	2.97	0.0297	CV
ET2	D3	0.0042	0.0019	2.97	0.0297	CV
ET1	D2	0.0023	0.0012	2.97	0.0297	CV
RDC	D1	0.0009	0.0009	4.08	0.0408	CV

Tableau IV.2.6: Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y .

IV.2.2.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Suivant Ex :

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	h_k	V_x	θ	OBS
ET7-1	1032.58	0.0279	2.97	154.64	0.0627	CV
ET6	4216.64	0.0265	2.97	807.56	0.0466	CV
ET5	7272.97	0.0233	2.97	1284.4	0.0444	CV
ET4	10404	0.0194	2.97	1659.28	0.0409	CV
ET3	13531.21	0.0152	2.97	1966.75	0.0352	CV
ET2	16657.96	0.0108	2.97	2213.23	0.0273	CV
ET1	19867.59	0.0065	2.97	2398.07	0.0181	CV
RDC	23601.21	0.0028	4.08	2611.89	0.0055	CV

Tableau IV.2.7: Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Chapitre IV : Modélisation avec l'ETABS et vérification des conditions de RPA

Suivant Ey :

Niveau	Pk (KN)	Δk (m)	hk	Vy	θ	OBS
ET7-1	1032.58	0.0156	2.97	214.11	0.0253	CV
ET6	4216.64	0.0135	2.97	990.36	0.0193	CV
ET5	7272.97	0.0112	2.97	1616.43	0.0169	CV
ET4	10404	0.0088	2.97	2090.23	0.0147	CV
ET3	13531.21	0.0064	2.97	2465.29	0.0118	CV
ET2	16657.96	0.0042	2.97	2747.9	0.0085	CV
ET1	19867.59	0.0023	2.97	2954.21	0.0052	CV
RDC	23601.21	0.0009	4.08	3138.25	0.0016	CV

Tableau IV.2.8: Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

Conclusion

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé a l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs

V.1. Ferrailage des poteaux :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- a- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G+Q$ à l'ELS
- b- $G+Q\pm 1.2E$ RPA 2003
- $0.8G\pm E$ RPA 2003

V.1.1. Etape de calculs en centre de flexion composée :

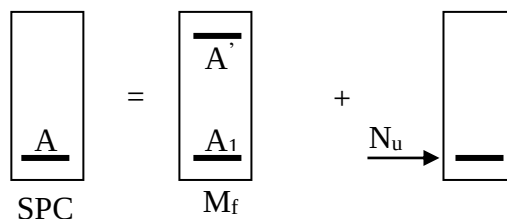
➤ Calcul du centre de pression :

Deux cas peuvent se présenter $\longrightarrow e_u = \frac{Mu}{Nu}$

a) Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite:

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$



Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

➤ Calcul des armatures :

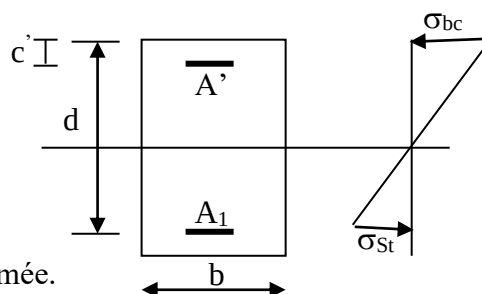
$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

et on calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$

Chapitre V: Ferrailage des éléments

- $N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

- ✓ Zone I : **du RDC au étage 1**, ... Section (40 x 40).
- ✓ Zone II : **Du 2^{eme} au 4^{eme} étage**. Section (35 x 35).
- ✓ Zone III : **du 5^{eme} à la charpente** Section (30 x 30).

V.1.2. Les recommandations du RPA 2003 pour les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être

- en haute adhérence (HA), droites et sans crochets,
- le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm,
- la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ ,
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau est inférieure à 25 cm.

Les pourcentages minimal d'acier dans les poteaux est de 0.8% de la section du béton

- RDC / 1 : $A_{\min} = 0.008 \cdot (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$,
- Du 2^{ème} au 4^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \cdot (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$,
- du 5^{ème} à la charpente : $A_{\min} = 0.008 \cdot (30 \times 30) = 7.2 \text{ cm}^2$,

Le pourcentage maximal en zone courante est de 4% de la section du béton

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6% de la section du béton

✓ **RDC/1 (40×40) :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% bh = 64 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% bh = 96 \text{ cm}^2$

✓ **Du 2^{er} au 4^{ème} étage(35x35) :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% bh = 49 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% bh = 73.5 \text{ cm}^2$

✓ **du 5^{ème} à la charpente (30x30) :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% bh = 36 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% bh = 54 \text{ cm}^2$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Chapitre V: Ferrailage des éléments

- Sens xx : Sens longitudinal (Moment M_{33}) :

Niv.	Section (cm ²)	Sollicitation	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (m)	E_u (m)	Obs.	A's (cm ²)	As (cm ²)
Zone I	40 x 40	N_{max}	-1541.68	0	0.17	0	SEC	0	0
		N_{min}	-120.94	-1.026	0.17	0.0085	SEC	0.55	0.98
		M_{max}	-833.72	13.677	0.17	0.016	SEC	0	0
Zone II	35 x 35	N_{max}	-986.51	3.153	0.145	0.0032	SEC	0	0
		N_{min}	-46.6	-1.595	0.145	0.034	SEC	0.43	0
		M_{max}	-447.62	21.35	0.145	0.047	SEC	0	0
Zone III	30 x 30	N_{max}	37.78	-3.734	0.12	0.098	SEC	0.10	0.55
		N_{min}	-389.36	-11.457	0.12	0.029	SEC	0	0
		M_{max}	-232.65	20.637	0.12	0.088	SEC	0	0

Tableau V.1.1: Ferrailage des poteaux suivant le sens x-x

Sens yy : Sens Transversal (Moment M_{22}) :

Niv.	Section (cm ²)	Sollicitation	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (m)	E_u (m)	Obs.	A's (cm ²)	As (cm ²)
Zone I	40 x 40	N_{max}	-1541.68	0	0.17	0	SEC	0	0
		N_{min}	-120.94	1.226	0.17	0.01	SEC	0	0
		M_{max}	-960.26	20.138	0.17	0.02	SEC	0	0
Zone II	35 x 35	N_{max}	-986.51	-0.008	0.145	0	SEC	0.25	0
		N_{min}	-46.6	0.219	0.145	0.004	SEC	0	0
		M_{max}	-448.04	21.371	0.145	0.048	SEC	0	0
Zone III	30 x 30	N_{max}	37.78	4.576	0.12	0.12	SEC	0.21	0.88
		N_{min}	-389.36	0.676	0.12	0.0017	SEC	0	0
		M_{max}	-111.44	22.074	0.12	0.19	SEC	0	0.83

Tableau V.1.2: Ferrailage des poteaux suivant le sens y-y

Chapitre V: Ferrailage des éléments

- ✓ Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures.
- ✓ As (min) correspondante recommandée par le règlement RPA.99-V 2003 » en zone IIa.

	niveaux	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	Amin (Cm ²)	A adopté (Cm ²)	Choix des barres
zone I	RDC/1	0.55	0.98	12,8	14,19	4HA16+4HA14
ZONE II	Du 2 ^{er} au 4 ^{eme} étage	0.25	0.88	9,8	10,67	4HA14+4HA12
ZONE III	Du 5eme étage à la charpente	0.21	0.83	7,2	9,05	8HA12

Tableau V.1.3: Ferrailage des poteaux adopte dans les deux sens.

V.1.3.Vérification à l'ELU :

a) Longueur de recouvrement :

$$\text{Zone I : } L_r = 40\phi l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Zone II : } L_r = 40 \phi l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Zone III : } L_r = 40\phi l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad L_r = 50 \text{ cm}$$

b) Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).

$$\text{au niveau des poteaux : } h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

Avec :

b1, h1 : dimensions du poteau

he : hauteur entre nu de poteau.

✓ Poteaux RDC :

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \max (388/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 64 \text{ cm}$$

✓ Poteaux étage courant :

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \max (277/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

c) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} \quad ; \quad F_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44 \text{ cm}$$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38\text{cm}$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,33\text{cm}$

d) Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement".

D'après les règles du BAEL.91-modifié99, le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{h}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ telle que : $l_f = 0,70L_0$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

L_0 : longueur libre de poteau

Avec

$L_0 = 3.88$ pour RDC .

$L_0 = 2.77$ pour les étage courants .

➤ Espacement des armatures transversales:

Chapitre V: Ferrailage des éléments

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$St \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots St = 10\text{cm}$$

- Dans la zone courante :

$$St \leq 15\phi_l = 15 \times 1,2 = 18\text{cm} \dots\dots\dots St = 15\text{cm}$$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ Calcul l'élancement λ_g et $At_{\min}$.

• Poteau (40 x40) :

RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 388}{40} = 6.79 > 5$$

$$\text{D'où } At^{\min} = 0,3\% \quad St \times a$$

$$\text{Dans la zone nodale : } At^{\min} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } At^{\min} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Etage 1 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 297}{40} = 5.19 > 5$$

$$\text{D'où } At^{\min} = 0,3\% \quad St \times a$$

$$\text{Dans la zone nodale : } At^{\min} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } At^{\min} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

• Poteau (35 x35) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 297}{35} = 5,94 > 5$$

$$\text{D'où } At^{\min} = 0,3\% \quad St \times a$$

$$\text{Dans la zone nodale : } At^{\min} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } At^{\min} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2$$

- **Poteau (30 x30) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 297}{30} = 6,93 > 5$$

D'où $A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times a$

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$

D'où : Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres et d'un losange en HA8 pour tous les poteaux : soit **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing t_{\min} = 8 \text{ cm}$.

Conclusion :

	niveaux	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armature transversales
zone I	RDC/1	40x40	4HA16+4HA14	4HA8
ZONE II	Du 2^{er} au 4^{eme} étage	35x35	4HA14+4HA12	
ZONE III	Du 5eme étage à la charpente	30x30	8HA12	

Tableau V.1.4: Ferrailage des poteaux adopte dans les deux sens.

➤ **Vérification au cisaillement :** $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

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

Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

Calcul de la contrainte admissible dans le béton :

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\lambda g = \frac{l_f}{b}$

Niv	Vu (KN)		b (cm)	h(cm)	λg	ρ_b	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	OBS
	V2	V3							
Zone I	22.54	55.33	40	40	6.79	0,075	0,374	1,875	CV
Zone II	17.52	37.19	35	35	5,94	0,075	0.33	1,875	CV
Zone III	15.74	24.68	30	30	6,93	0,075	0.30	1,875	CV

Tableau V.1.5: vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

V.1.4. Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$y_1 = y_2 + L_C$ Avec :

- $$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_C : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec :

$$\begin{cases} P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \\ L_C = \frac{h}{2} + C_p \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2a} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < I = \frac{b}{s} y_1^3 + 15 [A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 + c')^2]$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{as} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ai} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Sens x-x :(sens longitudinal)

Chapitre V: Ferrailage des éléments

poteau	N(KN)	M(kn.m)	e(m)	h/6	Obs	σ_{bs}	σ_{bi}	σ_b	Obs	σ_{as}	σ_{ai}	σ_s	Obs
40x40	N _{max} =-1118.19	M _{cor} =0	0	0.06	SEC	6.99	6.99	15	CV	82.8	82.8	348	CV
	N _{min} =-169.83	M _{cor} =-1.48	0.008	0.06	SPC	0.75	0.93	15	CV	11.4	13.7	348	CV
	N _{cor} =-605.51	M _{max} = 9.92	0.016	0.06	SEC	3.58	2.4	15	CV	52.4	37.3	348	CV
35x35	N _{max} =-715.57	M _{cor} =2.25	0.003	0.058	SEC	4.84	4.43	15	CV	72	66.9	348	CV
	N _{min} =-65.53	M _{cor} =-2.41	0.036	0.058	SEC	0.2	0.64	15	CV	3.63	9.09	348	CV
	N _{cor} =-324.78	M _{max} = 15.47	0.047	0.058	SEC	3.51	0.69	15	CV	49	14	348	CV
30x30	N _{max} =27.87	M _{cor} =-2.70	0.096	0.05	SPC	0.04	1.47	15	CV	37	15.7	348	CV
	N _{min} =-282.05	M _{cor} =-8.28	0.029	0.05	SEC	1.24	3.57	15	CV	22.1	50.1	348	CV
	N _{cor} =-168.44	M _{max} =4.95	0.029	0.05	SEC	2.13	0.75	15	CV	29.9	13.2	348	CV

Tableau V.1.6: Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)

Sens y-y : (sens transversal)

potea	N(KN)	M(kn.m)	e(m)	h/6	Obs	σ_{bs}	σ_{bi}	σ_b	Obs	σ_{as}	σ_{ai}	σ_s	Obs
40x40	N _{max} =-1118.19	M _{cor} =0	0	0.06	SEC	6.99	6.99	15	CV	82.8	82.8	348	CV
	N _{min} =-169.83	M _{cor} =1.82	0.01	0.06	SEC	0.95	0.73	15	CV	14	11.2	348	CV
	N _{cor} =-605.51	M _{max} =14.582	0.024	0.06	SEC	3.86	2.12	15	CV	55.9	33.8	348	CV
35x35	N _{max} =-715.57	M _{cor} =-0.011	0	0.05	SEC	4.63	4.63	15	CV	69.5	69.5	348	CV
	N _{min} =-65.53	M _{cor} =0.305	0.004	0.05	SEC	0.45	0.4	15	CV	6.71	6.02	348	CV
	N _{cor} =-353.79	M _{max} =15.491	1.089	0.05	SEC	3.7	0.88	15	CV	51.9	16.8	348	CV
30x30	N _{max} =27.87	M _{cor} =3.312	0.118	0.05	SPC	0.75	0	15	CV	9.53	3.75	348	CV
	N _{min} =-282.05	M _{cor} =-8.287	0.001	0.05	SEC	1.24	3.57	15	CV	22.1	50.1	348	CV
	N _{cor} =-168.44	M _{max} =16.013	0.095	0.05	SPC	3.8	0	15	CV	49.6	9.39	348	CV

Tableau V.1.7: Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

b) Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Chapitre V: Ferrailage des éléments

Sens x-x : (sens longitudinal)

Zone	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
40x40	N _{max} =-1118.19	M _{cor} =0	0	4.298	14,19	C V
	N _{min} =-169.83	M _{cor} =-1.488	0.008	4.342		C V
	N _{cor} =-605.51	M _{max} = 9.922	0.016	5.063		C V
35x35	N _{max} =-715.57	M _{cor} =2.259	0.003	3.340	10,67	C V
	N _{min} =-65.53	M _{cor} =-2.416	0.036	4.43		C V
	N _{cor} =-324.78	M _{max} = 15.474	0.047	6.014		C V
30x30	N _{max} =27.87	M _{cor} =-2.702	0.096	0.51	9,05	C V
	N _{min} =-282.05	M _{cor} =-8.287	0.029	4.38		C V
	N _{cor} =-168.44	M _{max} =4.952	0.029	4.38		C V

Tableau V.1.8 : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)

Sens y-y : (sens transversal)

Zone	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
40x40	N _{max} =-1118.19	M _{cor} =0	0	4.298	14,19	C V
	N _{min} =-169.83	M _{cor} =1.82	0.01	4.728		C V
	N _{cor} =-605.51	M _{max} =14.582	0.024	5.65		C V
35x35	N _{max} =-715.57	M _{cor} =-0.011	0	3.326	10,67	C V
	N _{min} =-65.53	M _{cor} =0.305	0.0046	3.413		C V
	N _{cor} =-353.79	M _{max} =15.491	0.043	8.298		C V
30x30	N _{max} =27.87	M _{cor} =3.312	0.118	0.030	9,05	C V
	N _{min} =-282.05	M _{cor} =-8.287	0.001	2.434		C V
	N _{cor} =-168.44	M _{max} =16.013	0.095	0.728		C V

Tableau V.1.9 : vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a- $1.35G+1.5Q$
 $G+Q$
- b- $G+Q+E$ RPA2003
 $0.8G\pm E$ RPA2003

V.2.1. Les recommandations du RPA 99 version 2003 pour le ferrailage des poutres :

a) Les aciers longitudinaux :

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre :

$A_{\min} 0,5\% (b \cdot h)$, en toute section.

- Poutres secondaires (25x30) : $A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2$,
- Poutres principales (25x35) : $A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante,
- 6 % en zone recouvrement.

➤ Poutres transversales :

- Zone courante : $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$.
- Zone recouvrement : $A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$.

➤ Poutres longitudinales :

- Zone courante : $A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$.
- Zone recouvrement : $A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$.

Remarque : la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (en zone IIa)

b) Aciers transversaux :

La quantité d'armatures minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

ϕ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers.

c) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E_3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivant qui stipulent que :

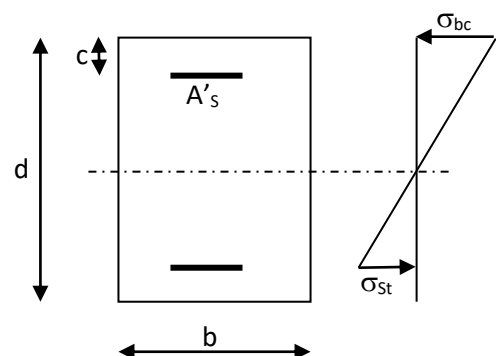
- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.2.2. Etapes de calcul :

A l'ELU :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$



Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

Ferrailage des poutres transversales (armatures aux appuis) :

niveau	$M_u (KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	A_s calculée (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
comble	58.134	ELU	SSA	4.375	5.47	8.01	3HA14+3HA12
6	56.112	ELU	SSA	4.375	5.37	8.01	3HA14+3HA12
5	55.819	ELU	SSA	4.375	5.28	8.01	3HA14+3HA12
4	52.781	ELU	SSA	4.375	4.95	8.01	3HA14+3HA12
3	51.105	ELU	SSA	4.375	4.79	8.01	3HA14+3HA12
2	47.926	ELU	SSA	4.375	4.47	8.01	3HA14+3HA12
1	43.375	ELU	SSA	4.375	4.02	8.01	3HA14+3HA12
RDC	40.687	ELU	SSA	4.375	3.75	8.01	3HA14+3HA12

Tab V.2.2.1 Ferrailage des poutres transversales (armatures aux appuis)

Chapitre V: Ferrailage des éléments

Ferrailage des poutres transversales (armatures en travées) :

niveau	$M_u (KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	A_s calculée (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
comble	33.656	ELU	SSA	4.375	2.98	4.62	3HA14
6	31.422	ELU	SSA	4.375	2.86	4.62	3HA14
5	28.297	ELU	SSA	4.375	2.67	4.62	3HA14
4	27.52	ELU	SSA	4.375	2.39	4.62	3HA14
3	26.575	ELU	SSA	4.375	2.36	4.62	3HA14
2	26.762	ELU	SSA	4.375	2.32	4.62	3HA14
1	26.221	ELU	SSA	4.375	2.33	4.62	3HA14
RDC	26.382	ELU	SSA	4.375	2.31	4.62	3HA14

Tab V.2.2.2 Ferrailage des poutres transversales (armatures en travées)

Ferrailage des poutres longitudinal (armatures aux appuis) :

niveau	$M_u (KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	A_s calculée (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
comble	27.876	ELU	SSA	3.75	2.89	6.91	3HA14+2HA12
6	25.048	ELU	SSA	3.75	2.75	6.91	3HA14+2HA12
5	24.145	ELU	SSA	3.75	2.59	6.91	3HA14+2HA12
4	22.529	ELU	SSA	3.75	2.42	6.91	3HA14+2HA12
3	21.118	ELU	SSA	3.75	2.26	6.91	3HA14+2HA12
2	18.261	ELU	SSA	3.75	1.94	6.91	3HA14+2HA12
1	14.835	ELU	SSA	3.75	1.57	6.91	3HA14+2HA12
RDC	13.041	ELU	SSA	3.75	1.53	6.91	3HA14+2HA12

Tab V.2.2.3 Ferrailage des poutres longitudinal (armatures aux appuis)

Ferrailage des poutres longitudinal (armatures en travée) :

niveau	$M_u (KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	A_s calculée (cm^2)	A_s adoptée (cm^2)	
comble	12.673	ELU	SSA	3.75	1.26	4.6	3HA14
6	11.345	ELU	SSA	3.75	1.18	4.62	3HA14
5	10.845	ELU	SSA	3.75	1.13	4.62	3HA14
4	10.10	ELU	SSA	3.75	1.11	4.62	3HA14
3	9.086	ELU	SSA	3.75	1.04	4.62	3HA14
2	7.856	ELU	SSA	3.75	0.95	4.62	3HA14
1	7.631	ELU	SSA	3.75	0.92	4.62	3HA14
RDC	14.801	ELU	SSA	3.75	1.56	4.62	3HA14

Tab V.2.2.4 Ferrailage des poutres longitudinal (armatures en travée)

V.2.3 Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,0012 \cdot b \cdot d$$

- Pour les poutres longitudinales (secondaires): $A_{min} = 0.7 \text{ cm}^2 < 3.75 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres transversales (principales): $A_{min} = 0.99 \text{ cm}^2 < 4.375 \text{ cm}^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée.

Remarque :

Les sections minimales et maximales recommandées par le RPA99 sont vérifiées.

b) Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales, et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissurations et de déformation dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

c) Vérification de la contrainte tangentielle :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres transversales : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{90,27 \cdot 10^3}{250 \times 330} = 1,094 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres longitudinales : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{24,93 \cdot 10^3}{250 \times 280} = 0,356 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, donc les contraintes sont vérifiées.

d) Justification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures : (BAEL91, art A.5.1)

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale à : $(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d})$.

$$\text{Donc la section d'armatures inférieures : } A \geq (T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}) \cdot \frac{1}{\sigma_s}$$

$$\text{Poutres transversales : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 90,27 - \frac{58,134}{0,9 \times 0,325} = -108,47 < 0$$

$$\text{Poutres longitudinales : } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 24,93 - \frac{27,876}{0,9 \times 0,280} = -85,68 < 0$$

$\Rightarrow$ Aucune vérification n'est nécessaire.

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 91, A.6.1.2.1) :

- Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton :

➤ **La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U}$$

Avec :

$\sum U$: Le périmètre des aciers.

$$\text{Poutres transversales : } \tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U} = \frac{90.27 \cdot 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 1.34 \text{ MPa.}$$

$$\text{Poutres longitudinales : } \tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U} = \frac{24.93 \cdot 10^3}{0.9 \times 280 \times 226.08} = 0.438 \text{ MPa.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_u$, donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 12 : l_s = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles du (BAEL91.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à $0.4 \cdot l_s$ Pour des aciers HA.

$$\text{Pour les } \varnothing 12 : L_c = 16.92 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales (BAEL91/ A.7.2.12):

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{long} \right\} = \min \{25, 10, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace minimal entre les cadres :** (BAEL91/A.7.2.12) est :

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{28.8\text{cm}; 40\text{cm}\} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **Espace maximal:**

Vérification des exigences du RPA :

➤ **Zone nodale** $\longrightarrow S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$

-Poutres principales de (25 X 35) : $S_t = 8.75\text{cm}$

-Poutres secondaires de (25X 30) : $S_t = 7.50\text{cm}$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

➤ **Zone courante** $\longrightarrow S_t \leq h/2$

-Poutres principales de (25X 35) : $S_t = 17.5\text{cm}$

-Poutres secondaires de (25 X 30) : $S_t = 15\text{cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

f. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Avec : h : hauteur de la poutre ;

b_1 et h_1 : dimensions du poteau ;

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$;

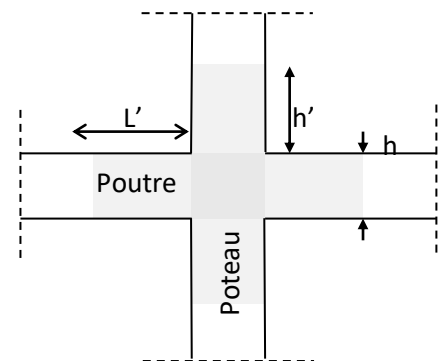


Fig V.3.1 .zones nodales

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$. Poutres principales de (25 X 35)

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$. Poutres secondaires de (25 X 30)

La section d'armatures transversales minimales est :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.4.Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation.

V.2-4-1 Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad (\text{Contrainte de traction des aciers}),$$

A : armatures adoptées à l'ELU,

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}.$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Chapitre V: Ferrailage des éléments

Vérification du Ferrailage des poutres transversales aux appuis à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
comble	41.876	8.01	0.97	0.862	21.23	171.99	8.10	15.000	vérifiée
6	39.189	8.01	0.97	0.862	21.23	171.99	8.10	15,000	vérifiée
5	40.425	8.01	0.97	0.862	21.23	177.41	8.36	15,000	vérifiée
4	38.224	8.01	0.97	0.862	21.23	167.75	7.90	15,000	vérifiée
3	37.012	8.01	0.97	0.862	21.23	162.44	7.65	15,000	vérifiée
2	34.748	8.01	0.97	0.862	21.23	152.50	7.18	15,000	vérifiée
1	31.413	8.01	0.97	0.862	21.23	137.87	6.49	15,000	vérifiée
RDC	29.491	8.01	0.97	0.862	21.23	129.43	6.10	15,000	vérifiée

Tab V.4 .1 Vérification du Ferrailage des poutres transversales aux appuis à l'ELS

Vérification du Ferrailage des poutres transversales en travées à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
	23.789	4.62	0.56	0.888	29.64	180.76	5.98	15.000	vérifiée
6	22.79	4.62	0.56	0.888	29.64	166.82	5.63	15,000	vérifiée
5	20.501	4.62	0.56	0.888	29.64	150.06	5.06	15,000	vérifiée
4	19.941	4.62	0.56	0.888	29.64	145.96	4.92	15,000	vérifiée
3	19.256	4.62	0.56	0.888	29.64	140.95	4.76	15,000	vérifiée
2	19.392	4.62	0.56	0.888	29.64	141.95	4.79	15,000	vérifiée
1	19.004	4.62	0.56	0.888	29.64	139.10	4.69	15,000	vérifiée
RDC	19.123	4.62	0.56	0.888	29.64	139.97	4.72	15,000	vérifiée

Tab V.4 .2 Vérification du Ferrailage des poutres transversales en travées à l'ELS

Chapitre V: Ferrailage des éléments

Vérification du Ferrailage des poutres longitudinales aux appuis à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
comble	19.234	6.91	0.83	0.870	23.46	140.69	5.98	15.000	vérifiée
6	18.166	6.91	0.83	0.870	23.46	136.68	5.83	15,000	vérifiée
5	17.519	6.91	0.83	0.870	23.46	132.01	5.62	15,000	vérifiée
4	16.343	6.91	0.83	0.870	23.46	123.14	5.24	15,000	vérifiée
3	15.325	6.91	0.83	0.870	23.46	115.46	4.92	15,000	vérifiée
2	13.253	6.91	0.83	0.870	23.46	99.85	4.25	15,000	vérifiée
1	10.989	6.91	0.83	0.870	23.46	82.79	3.52	15,000	vérifiée
RDC	9.508	6.91	0.83	0.870	23.46	71.64	3.05	15,000	vérifiée

Tab V.4 .3 Vérification du Ferrailage des poutres longitudinales aux appuis à l'ELS

Vérification du Ferrailage des poutres longitudinales en travées à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
comble	9.345	4.62	0.684	0.879	26.32	98.79	3.04	15	vérifiée
6	8.212	4.62	0.684	0.879	26.32	96.66	2.96	15,000	vérifiée
5	7.85	4.62	0.684	0.879	26.32	92.40	2.83	15,000	vérifiée
4	7.312	4.62	0.684	0.879	26.32	86.07	2.64	15,000	vérifiée
3	6.578	4.62	0.684	0.879	26.32	77.43	2.37	15,000	vérifiée
2	5.707	4.62	0.684	0.879	26.32	67.18	2.10	15,000	vérifiée
1	5.546	4.62	0.684	0.879	26.32	65.28	2.00	15,000	vérifiée
RDC	10.706	4.62	0.684	0.879	26.32	126.02	3.86	15,000	vérifiée

Tab V.4 .4 Vérification du Ferrailage des poutres longitudinales en travées à l'ELS

V.2.4.2.Vérification vis à vis des déformations :

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

- ♦ **Poutres principales:** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=4.00\text{m}$

$$f = 3.1\text{mm} < \frac{4000}{500} = 8\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ♦ **Poutres Secondaires:** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=3.85\text{m}$

$$f = 1.749\text{mm} < \frac{3850}{500} = 7.7\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3. ferrailage des voiles

Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures vertical
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté me même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone 1** : RDC .
- **Zone 2** : 2^{ème} étage.
- **Zone 3** : 3^{ème}/4^{ème} étage.
- **Zone 4** : 5^{ème}/7^{ème} étage

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit

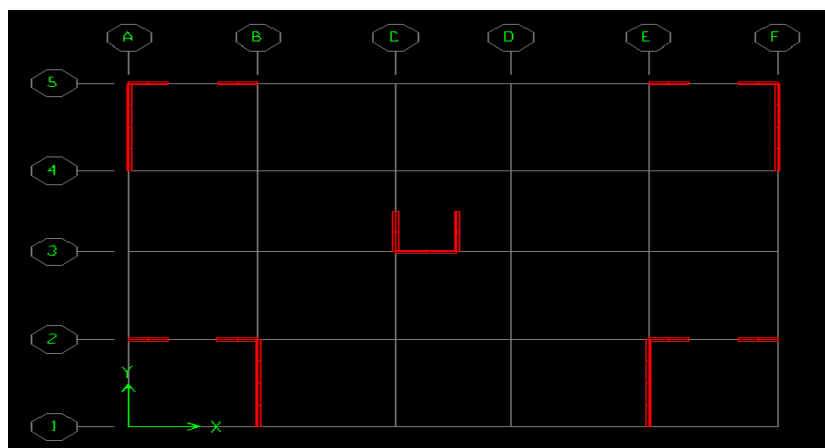


fig V. 3.1 vu en plan des voiles

*Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- **1.35G+1.5Q** à l'ELU
- **G+Q±E** RPA 2003
- **0.8G±E** RPA 2003

V .3.1.Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V': Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \quad \text{Art 7.7.4 RPA99/2003)}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L:longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t**tel que :

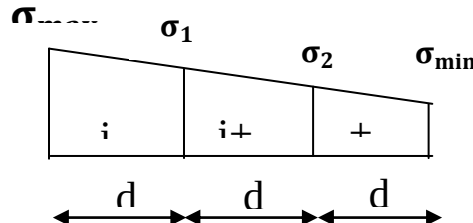
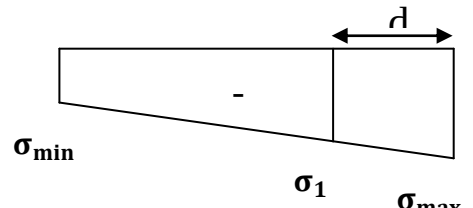
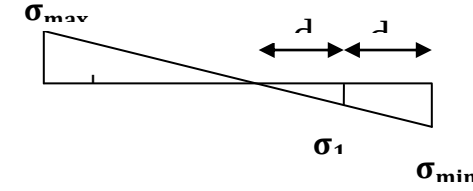
$$L_t = L - L_c$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V.3.2.Déterminations des armatures :

1. Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	

Tab.V.3.2 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa; } f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa; } f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{\max}$: La contrainte la plus défavorable max

$\sigma_{\min}$: Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

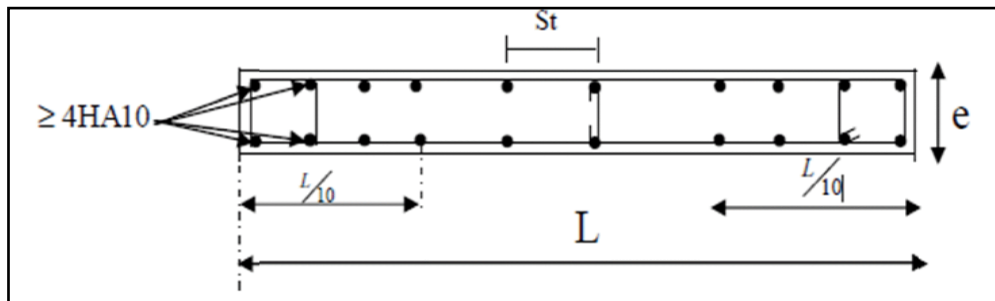


Fig.V.3.2 :Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

2. Armatures horizontales :

D'après (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieur dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Remarque : Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

a. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h : 0,15\%B$ globalement dans la section du voile.
- ✓ $A_h : 0,10\%B$ en zone courante.

Avec :

B : Section du béton

b. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \text{ Avec : } e = 25\text{cm : épaisseur du voile}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

c. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40 $\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20 $\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d. Diamètre maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

V.3.3 Les vérifications :

1. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma_b}$: Contraintes admissible.

2. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

V.3.4.Exemple de calcul :

1. Ferrailage des armatures :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 3,60\text{m}$ sur la zone1. (VT1)

a. Caractéristiques géométriques :

$$\begin{cases} L = 3,60\text{m} \\ e = 20\text{cm} \\ B = 0,72\text{m}^2 \end{cases}$$

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{aligned} \checkmark \sigma_{\max} &= 7335 \text{KN/m}^2 \\ \checkmark \sigma_{\min} &= -4356 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

***Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{7335}{7335 + 4356} \times 3,60 = 2.25\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,1 - 0,87 = 1.34\text{m}$$

*Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3.73}{2}; \frac{2}{3} \times 2.25\right) = \min(1.87; 1.5) = \mathbf{1.5m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,08 - 0,35 = 3.73m$$

c. Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{4356(1.34 - 0.63)}{1.34} = \mathbf{2308.02KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4356 + 2308.02}{2} \times 0.63 \times 0,20 = \mathbf{419.23KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2308.02}{2} \times 0.63 \times 0,20 = \mathbf{154.4KN}$$

d. Calcul des armatures verticales :

1^{ere} band:

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{419.23}{400 \times 10^{-1}} = 10.48cm^2$$

2^{eme}band:

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{154.4}{400 \times 10^{-1}} = 3.86cm^2$$

e. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{767 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{29.52cm^2}$$

f. Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B\right) \\ &= \max\left(\frac{63 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 3.6 \times 20\right) \end{aligned}$$

$$A_{\min} = \max(6.75 ; 14.4) = 14.40\text{cm}^2$$

g. Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (10.48) + \left(\frac{29.52}{4}\right) = 17.86\text{cm}^2/\text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (3.86) + \left(\frac{29.52}{4}\right) = 11.24\text{cm}^2/\text{bande}$

*Ferrailage adopté :

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 17.86\text{cm}^2$	10HA16 = 20.10cm^2	$S_t = 15\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 11.24\text{cm}^2$	6HA16 = 12.06cm^2	$S_t = 20\text{cm}$

Tab.V.3.4.1 : Ferrailage adopté.

1. Armatures horizontales:

✓ D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{50.27}{4} = 12.56\text{cm}^2$

✓ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 223 = 8.36\text{cm}^2$

On prend : $A_H = 12.56\text{cm}^2$.

Soit : 12HA12 = 13.57cm^2 / 1m de hauteur ; avec $S_h = 10\text{ cm}$.

2. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **(4HA8)**

3. Les vérifications:

• Vérification des espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{ cm}\} = 30\text{cm}$$

$S_t = 15\text{cm}$ et 15cm $\longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 10\text{cm}$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

• Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2757,28 \times 10^3}{0,775 \times 10^6 + 15 \times 71,8 \times 10^2} = 3,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 355,54 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3100} = 0,713 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,713 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{303,09 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3100} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

1. Ferrailage des voiles transversaux pleins : VT1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.06	2.97	2.97	2.97
	L' [m]		3.40	3.40	3.43	3.45
	e [m]		0.20	0.15	0.15	0.15
	B [m²]		0.680	0.510	0.514	0.518
	H [m]		4.06	2.97	2.97	2.97
	he [m]		3.71	2.62	2.62	2.62
Solicitation de calcul	T [KN]		767.000	580.000	387.293	235.894
	N _{ser} [KN]		1354.40	930.31	632.84	227.57
	Vu [KN]		1073.800	812.000	542.210	330.252
	σ _{max} [KN/m²]		7335	6465	5534	4988
	σ _{min} [KN/m²]		-4356	-3588	-3045	-2708
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400
	L _c [m]		2.13	2.19	2.21	2.24
	L _t [m]		1.27	1.21	1.22	1.21
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		1.42	1.31	1.31	1.31
	d1 = d _{adopté} [m]		0.63	0.61	0.61	0.61
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.63	0.61	0.61	0.61
	σ1 [KN/m²]		2178.000	1794.000	1522.500	1354.000
	N1 [KN]		413.87	244.91	208.22	184.92
	N2 [KN]		137.96	81.64	69.41	61.64
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	10.35	6.12	5.21	4.62
		Bande 2	3.45	2.04	1.74	1.54

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

	A_{vj} (cm ²)		29.53	22.33	14.91	9.08
	$AV+(Avj/4)$ (cm2)	Bande 1	17.73	11.71	8.93	6.89
		Bande 2	10.83	7.62	5.46	3.81
armatures minimales	A_{min}/bande (cm ²)		14.2	9.8	9.8	9.8
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A_v (cm ²)	Bande 1	10 HA 16 20.10	10 HA 14 15.39	10 HA 12 11.31	10 HA 12 11.31
		Bande 2	6 HA 16 12.06	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm2)		10.20	7.65	7.71	7.76
	choix de la section /ml		10 HA 12 11.31	10 HA 10 7.85	10 HA 10 7.85	10 HA 10 7.85
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1.755	1.769	1.173	0.709
	$\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	1.253	1.264	0.838	0.506
	$\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	1.91	1.76	1.20	0.43

V .3.4.2:Ferailage des voiles (VT1)=3.60m

2. Ferrailage des voiles transversaux pleins : VT2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.06	2.97	2.97	2.97
	L' [m]		1.65	1.65	1.68	1.70
	e [m]		0.20	0.15	0.15	0.15
	B [m²]		0.330	0.248	0.251	0.255
	H [m]		4.06	2.97	2.97	2.97
	he [m]		3.71	2.62	2.62	2.62
Solicitation de calcul	T [KN]		100.860	98.000	75.550	56.780
	N _{ser} [KN]		1185.91	1075.00	1004.44	955.00
	Vu [KN]		141.204	137.200	105.770	79.492
	σ _{max} [KN/m²]		4625	4567	4110	3987
	σ _{min} [KN/m²]		-6789	-6456	-6220	-5867
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400
	L _c [m]		0.67	0.68	0.67	0.69
	L _t [m]		0.98	0.97	1.01	1.01
	d≤min(he/2;2L _c /3) [m]		0.45	0.46	0.44	0.46
	d ₁ = d _{adopté} [m]		0.45	0.46	0.44	0.46
	d ₂ = L _t - d _{adopté} [m]		0.54	0.51	0.56	0.55
	σ ₁ [KN/m²]		3083.333	3044.667	2740.000	2658.000
	N ₁ [KN]		440.03	324.74	298.56	293.19
	N ₂ [KN]		165.17	116.60	115.96	110.36
armatures	AV calculer (cm2)	Bande 1	11.00	8.12	7.46	7.33

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

verticales		Bande 2	4.13	2.92	2.90	2.76
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		3.88	3.77	2.91	2.19
	$AV+(Avj/4) \text{ (cm}^2\text{)}$	Bande 1	11.97	9.06	8.19	7.88
		Bande 2	5.10	3.86	3.63	3.31
armatures minimales	$A_{min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		4.5	3.4	3.3	3.4
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de $A_v \text{ (cm}^2\text{)}$	Bande 1	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31	8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04
		Bande 2	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
	$ST \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$		30	22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)	Bande 1	14	14	14	14
		Bande 2	18	18	18	18
Armatures horizontales	$A_H \text{ (cm}^2\text{)}$		4.95	3.71	3.77	3.83
	choix de la section/ml		6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
	Espacement $st(\text{cm})$		17	17	17	17
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0.475	0.616	0.468	0.346
	$\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0.340	0.440	0.334	0.247
	$\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	3.40	4.04	3.79	3.56

V .3.4.4 :Ferrailage des voiles (VT2)=1.85m

3. Ferrailage des voiles transversaux pleins : VL1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.30	0.30	0.30	0.40
	hauteur etage [m]		4.08	2.97	2.97	3.06
	L' [m]		0.90	0.90	0.93	0.93
	e [m]		0.20	0.15	0.15	0.20
	B [m²]		0.180	0.135	0.139	0.185
	H [m]		4.08	2.97	2.97	3.06
	he [m]		3.78	2.67	2.67	2.66
Solicitation de calcul	T [KN]		275.000	244.768	154.676	120.720
	N _{ser} [KN]		373.49	362.56	319.98	89.35
	Vu [KN]		385.000	342.675	216.546	169.008
	σ _{max} [KN/m²]		3907	3756	1954	1014
	σ _{min} [KN/m²]		-6608	-5578	-4817	-1527
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400
	L _c [m]		0.33	0.36	0.27	0.37
	L _t [m]		0.57	0.54	0.66	0.56
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		0.22	0.24	0.18	0.25
	d1 = d _{adopté} [m]		0.22	0.24	0.18	0.25
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.34	0.30	0.48	0.31
	σ1 [KN/m²]		2604.667	2504.000	1302.667	676.000
	N1 [KN]		205.39	146.35	81.68	54.21
	N2 [KN]		89.25	55.66	46.91	20.94
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	5.13	3.66	2.04	1.36
		Bande 2	2.23	1.39	1.17	0.52

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		10.59	9.42	5.96	4.65
	$AV+(Avj/4) \text{ (cm}^2\text{)}$	Bande 1	7.78	6.01	3.53	2.52
		Bande 2	4.88	3.75	2.66	1.69
armatures minimales	$A_{min}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		2.2	1.8	1.3	2.5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de $A_v \text{ (cm}^2\text{)}$	Bande 1	6 HA 14 9.23	6 HA 14 9.23	4 HA 12 4.52	4 HA 12 4.52
		Bande 2	4 HA 14 6.15	4 HA 12 4.52	4 HA 12 4.52	4 HA 12 4.52
	$ST \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$		30	22.5	22.5	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	17	17	17	17
Armatures horizontales	$A_H \text{ (cm}^2\text{)}$		2.70	2.31	2.08	2.78
	choix de la section /ml		5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	2.377	2.820	1.734	1.015
	$\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	1.698	2.015	1.239	0.725
	$\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	1.93	2.44	2.20	0.47

V .3.4.6 :Ferrailage des voiles (VL1)=1.10m

4. Ferrailage des voiles transversaux pleins : VL2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.30	0.30	0.30	0.30
	hauteur etage [m]		4.08	2.97	2.97	2.97
	L' [m]		1.50	1.50	1.53	1.55
	e [m]		0.20	0.15	0.15	0.15
	B [m²]		0.300	0.225	0.229	0.233
	H [m]		4.08	2.97	2.97	2.97
	he [m]		3.78	2.67	2.67	2.67
Solicitation de calcul	T [KN]		286.550	255.770	230.000	205.770
	N _{ser} [KN]		1025.78	934.00	855.00	756.00
	Vu [KN]		401.170	358.078	322.000	288.078
	σ _{max} [KN/m²]		6502	5988	5630	5345
	σ _{min} [KN/m²]		-4890	-4780	-4534	-4321
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400
	L _c [m]		0.86	0.83	0.84	0.86
	L _t [m]		0.64	0.67	0.68	0.69
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		0.57	0.56	0.56	0.57
	d1 = d _{adopté} [m]		0.32	0.33	0.34	0.35
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.32	0.33	0.34	0.35
	σ1 [KN/m²]		2445.000	2390.000	2267.000	2160.500
	N1 [KN]		236.14	179.03	173.50	168.41
	N2 [KN]		78.71	59.68	57.83	56.14
armatures verticales	AV calculer (cm²)	Bande 1	5.90	4.48	4.34	4.21
		Bande 2	1.97	1.49	1.45	1.40
	A _{vj} (cm²)		11.03	9.85	8.86	7.92
	AV+(A _{vj} /4) (cm²)	Bande 1	8.66	6.94	6.55	6.19
		Bande 2	4.73	3.95	3.66	3.38
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		5.7	4.2	4.2	4.3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm²)	Bande 1	6 HA 14 9.23	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
		Bande 2	4 HA 14 4.62	4 HA 12 4.52	4 HA 12 4.52	4 HA 12 4.52
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	22.5	22.5	22.5

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	16	16	16	16
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4.50	3.38	3.43	3.49
	choix de la section/ml		5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65	5 HA 12 5.65
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1.486	1.768	1.564	1.377
	$\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	1.061	1.263	1.117	0.983
	$\overline{\tau}_{be} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	3.27	3.91	3.58	3.12

V .3.4.7 :Ferrailage des voiles (VL2)=1.70m

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

c) Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

d) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VI.1. Dimensionnement :

1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{60}{60} = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

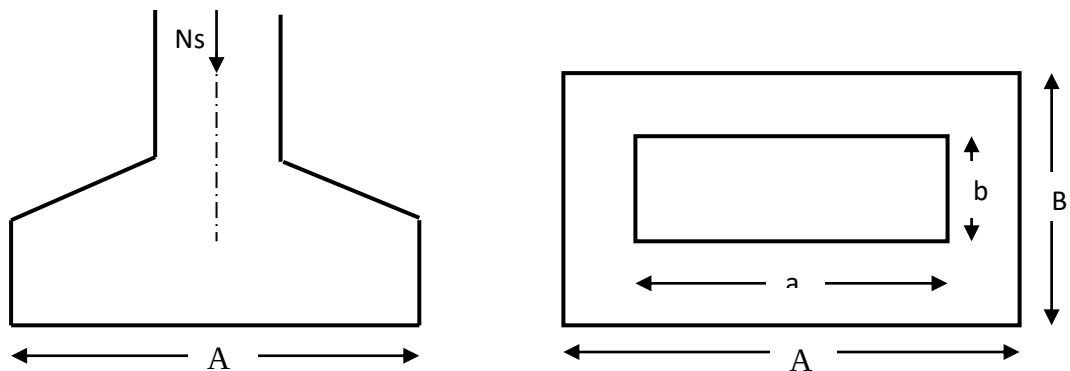


Fig. VI.1: Dimensionnement d'une fondation.

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1118.19 \text{ [KN]}$$

$$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ [MPa]} = 200 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1118.19}{200}} = 2.36[m] \Rightarrow A = B = 2.40[m]$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

2. Semelles filantes :

❖ Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	B (m) adoptée	S1 = B.L (m ²)
1	960.83	4.00	1.20	1.20	4.80
2	1001.37	4.00	1.25	1.25	5.00
3	873.33	1.85	2.36	2.40	4.44
4	554.47	1.85	1.49	1.50	2.77
5	794.36	4.00	0.99	1.00	4.00
6	1056.65	4.00	1.32	1.35	5.40
Totale =					26.41

Tab.VI.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	B (m) adoptée	S2 = B.L (m²)
1	322.68	1.10	1.46	1.50	1.65
2	339.47	1.10	1.54	1.60	1.76
3	312.24	1.10	1.41	1.45	1.59
4	329.53	1.10	1.49	1.50	1.65
5	652.41	1.70	1.91	2.00	3.4
6	246.62	1.10	1.12	1.20	1.32
7	438.40	1.10	1.99	2.00	2.2
8	428.71	1.10	1.94	2.00	2.2
9	402.88	1.10	1.83	1.90	2.09
Totale =					17.86

Tab.VI.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S1 + S2 = 44.27m^2$

a. Dimensionnement des semelles continues sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité:

*La longueur totale de la semelle est de **16m**.

Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{\left(\frac{B}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$

Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN/m)	e _i (m)	N _s .e _i (KN.m)
1	422.73	-3.804	-8	-3381.84
2	622.07	0.297	-4	-2488.28
3	916.55	2.387	0	0
4	937.01	-0.783	4	3748.04
5	545.11	2.883	8	4360.88
Total	3443.47	0.98		2238.8

Tab.VI.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{2238.8 - 0.98}{3443.47} = 0,64 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,67 \quad m \leq \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2,66 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3443.47}{16} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.64}{16} \right) = 163.56 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3443.47}{16} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.64}{16} \right) = 266.86 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3443.47}{16} \left(1 + \frac{3 \cdot 0.64}{16} \right) = 241.04 \text{ KN/m.}$$

b) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{241.04}{200} = 1.21 \text{ m.}$$

On prend $B = 1.25 \text{ m.}$

On a 6 portique dans le sens considéré (transversal)

On aura donc, $S_p = (1,25 \times 6 \times 16) = 120 \text{ m}^2$.

$$S_v = 44.27 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 44.27 + 120 = 164.27 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : $(18.40 \times 16) = 294.40 \text{ m}^2$

$$\frac{164.27}{294.40} = 0.56 \longrightarrow 56\%$$

❖ Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.2. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier , il est :

- Le radier est rigide dans son plan horizontal,
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VI.2.1. Pré dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :

➤ Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: Portée maximale

$$L_{\max} = 4 \text{ m} \quad 50\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm}$$

On prend : $h = 65 \text{ cm}$

➤ Sous poteaux

✓ La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm}$$

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

✓ La nervure :

• La hauteur de la nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{400}{10} = 40\text{cm}$$

On prend $h_n = 45\text{cm}$

- Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MPa}$

$L_{\max}$: Portée maximale ($L = 4.00\text{ m}$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0.68\text{m}$$

on prend $h = 1\text{m}$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad \longrightarrow \quad 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n = 55\text{cm}$

- ❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur $h = 30\text{cm}$

Nervure :

Hauteur $h = 100\text{cm}$

Largueur $b = 55\text{cm}$

A. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : $G = 22723.17\text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 4390.17\text{ KN}$

a) Combinaisons d'actions :

✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 37261.53 \text{ KN}$$

✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 27113.34 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ **E L U:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37261.53}{1,33 \times 200} = 140.08 \text{ m}^2$$

✓ **E L S:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{27113.53}{1,33 \times 200} = 101.93 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 294.4 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"; } S_2 \text{ "ELS"}) = 140.08 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 294.40 + 0,5 \times 2 \times (18.40 + 16) = 328.80\text{m}^2$$

B. Détermination des efforts à la base du radier :

➤ **Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalles flottante}}$$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$= (328.80 \times 0,30) \times 25 = 2466\text{KN}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 2466KN}$$

Poids de la nervure :

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,55 \times (1 - 0,30) \times ((16 \times 6)) \times 25 = 792 \text{KN}$$

$$\mathbf{P_n = 792KN.}$$

Poids de T.V.O :

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (16 \times 0,55 \times 6) = 52,80 \text{m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(328,80 - 52,80) \times (1 - 0,3)] \times 20 = 3864 \text{KN.}$$

$$\mathbf{P_{T.V.O} = 3864KN}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$= 328,80 \times 0,1 \times 25 = 822 \text{KN. (} e_p = 10 \text{cm).}$$

$$\mathbf{P_{df} = 822KN.}$$

Poids totale du radier :

$$G_{rad} = 2466 + 992 + 3864 + 792 = 8144 \text{KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 8144 + 22723,17 = 30867,17 \text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 4390,17 + (2,5 \times 328,80) = 5212,17 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 30867,17 + 1,5 \times 5212,17 = 49488,93 \text{ KN}$$

$$N_s = 30867,17 + 5212,17 = 36079,34 \text{ KN}$$

VI.2.2.Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} \quad \text{ou} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{cm;}$$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{cm,}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{49488.23 \times 1}{328.80} \times \frac{4}{2} = 301.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{301.02}{1 \times 0,27} \times 10^{-3} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

✓ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{18.40}{2} = 9.2 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{16}{2} = 8 \text{ m};$$

✓ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 8306.01 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 6280.53 \text{ m}^4;$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

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 :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

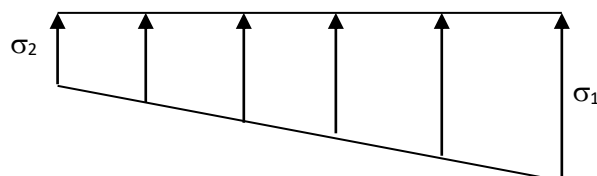


Fig. VIII.2 ²⁰¹ Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 41810.858 + (2611.89 \times 1) = 44422.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 51867.924 + (3138.858 \times 1) = 55006.77 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{49488.23}{328.80} \pm \frac{44422.74}{8306.01} \times 9.2$$

$$\sigma_1 = 199.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 101.31 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 199.71 + 101.31}{4} = 175.11 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{36079.34}{328.8} \pm \frac{44422.74}{8306.01} \times 9.2$$

$$\sigma_1 = 158.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 60.52 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 158.83 + 60.52}{4} = 134.25 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \\ \sigma_{sol} = 200 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{49488.23}{328.80} \pm \frac{55006.77}{6280.53} \times 8$$

$$\sigma_1 = 220.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 80.44 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 220.57 + 80.44}{4} = 187.53 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{36069.34}{328.8} \pm \frac{55006.77}{6280.53} \times 8$$

$$\sigma_1 = 179.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 39.63 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 179.63 + 39.63}{4} = 144.73 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \\ \sigma_{sol} = 200 \left[\frac{KN}{m^2} \right] \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

3) Vérification au poinçonnement (Art A.5.2 4 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

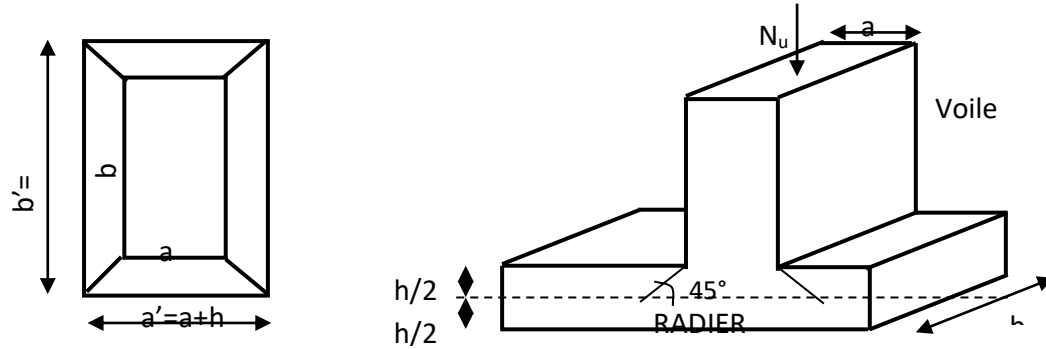


Fig. VI.2.1: Périmètre utile des voiles et des poteaux

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 1) = 5,6\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4200\text{KN}$$

$$N_u = 1541,68 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4200 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 1876,36 \text{ KN}, e = 25 \text{ cm}, b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,20 + 1 + 2 \times 1) = 6,4\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$$N_u = 1876,36 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4800 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.3.Ferraillage du radier :

1) Étude de la dalle :

Pour le calcul du ferraillage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ Panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

❖ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{4} = 0.8 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 175.11 - \frac{8144}{328.8} = 150.34 \text{ KN/m}^2$$

✓ **A l'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 134.25 - \frac{8144}{328.8} = 109.48 \text{ KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = 0,0565 \times 150.34 \times 3,2^2 = 86.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,595 \times 86.98 = 51.75 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 86.98$$

$$M_{ua} = 43.49 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 86.98$$

$$M_{ut} = 65.23 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{65.23 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,063$$

$$\mu_u = 0,063 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,063 \longrightarrow \beta_1 = 0,967$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{65.23 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 7.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{\text{Soit } 5HA14}{\text{ml}} = 7.69 [\text{cm}^2/\text{ml}] \text{ avec un espacement de } 20 [\text{cm}].$$

Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.49 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.042$$

$$\mu_u = 0,06 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,042 \longrightarrow \beta_1 = 0,979$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{43.49 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA14/ml** = **7.69m²** avec un espacement de **20[cm]**.

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 51.74$$

$$M_{ua} = 25.87 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 51.74$$

$$M_{ut} = 38.805 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.805 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\mu_u = 0,037 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,037 \longrightarrow \beta_1 = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{38.805 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA12/ml** = 5.65cm² avec un espacement de **20[cm]**

Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.87 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,026 \longrightarrow \beta_1 = 0,987$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{25.87 \times 10^3}{0,987 \times 27 \times 348} = 2,78 \text{ KN/ml}$$

Soit **5HA12/ml** = 5,65cm² avec un espacement de **20[cm]**

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

b. Vérification à l'E.L.U :

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

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	ELU	7.69	4,47	Condition Vérifiée
		7.69		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5.65	4,47	Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée

Tab.VI.3.1 : Vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12.5 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$\text{b. } S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_x = 0,0565 \times 109.48 \times 3,2^2 = 63.34\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,595 \times 63.34 = 37.68\text{KN.m}$$

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 63.34$$

$$M_{sa} = 69,83\text{KN.m}$$

$$= 31.67\text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 63.34$$

$$M_{ut} = 104,75\text{KN.m}$$

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 37.68$$

$$M_{ua} = 40,17 \text{KN.m}$$

$$= 18.84 \text{KN.m} = 28.38 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 37.84$$

$$M_{ut} = 60,25 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Exemple de calcul :

Sens x-x :

➤ Aux appuis : $A_s = 7.69 \text{cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 27} = 0,251$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,921 \longrightarrow K_1 = 48.2 \longrightarrow K = 0,02 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{31.67 \times 10^3}{0,921 \times 27 \times 7.69} = 187.84 \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 3.756 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	k	δ_s	δ_s	obs	δ_{bc}	δ_{bc}	obs
x-x	Appuis	7.69	31.67	0,251	0,921	48.20	0,02	187.84	400	CV	3.756	15	CV
	Travée	7.69	47.505	0.341	0.909	39.95	0.025	209.70	400	CV	5.24	15	CV
y-y	Appuis	5.65	18.84	0.209	0.926	52.57	0.019	133.36	400	CV	2.53	15	CV
	Travée	5.65	28.38	0.284	0.916	44.52	0.022	149.22	400	CV	3.28	15	CV

Tab.VI.3.2 : Vérification des contraintes dans le béton

VI.4. Étude du débord :

Débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

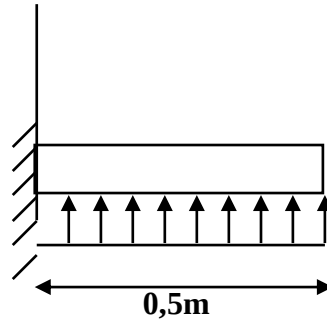


Fig. VI.4 : Schéma statique du débord

a. Sollicitations de calcul :

✓ **ELU :**

$$q_{um} = 150.34 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = -\frac{q_{um}L^2}{2} = \frac{-150.34 \times 0,50^2}{2} = -18.79 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS:**

$$q_{sm} = 109.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_{sm}L^2}{2} = \frac{-109.48 \times 0,50^2}{2} = -13.69 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

1) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.79 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0.018 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{18.79 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20cm**

1) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25cm**

c) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,21$$

$$\rho_1 = 0,21 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,926 ; K_1 = 52.57$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,019$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13.60 \times 10^6}{0,926 \times 270 \times 5,65 \times 10^2} = 96.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 1.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 96.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VI.5. Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est 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 revenants 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 encastées 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.

Charge trapézoïdale :

▪ Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant } I_m = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant } I_t = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

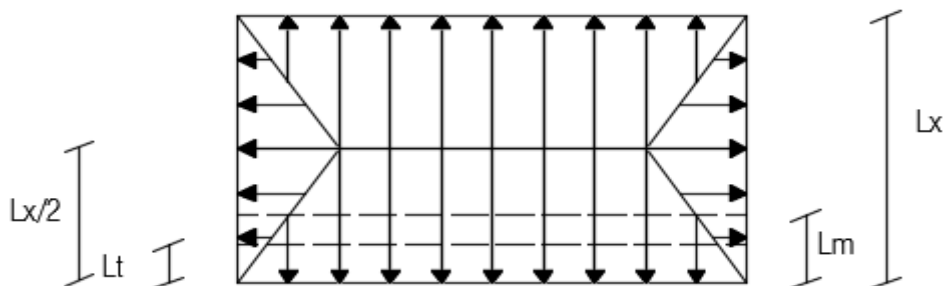


Fig. VI.5.1: Représentation des charges trapézoïdales

▪ Le Chargement simplifié

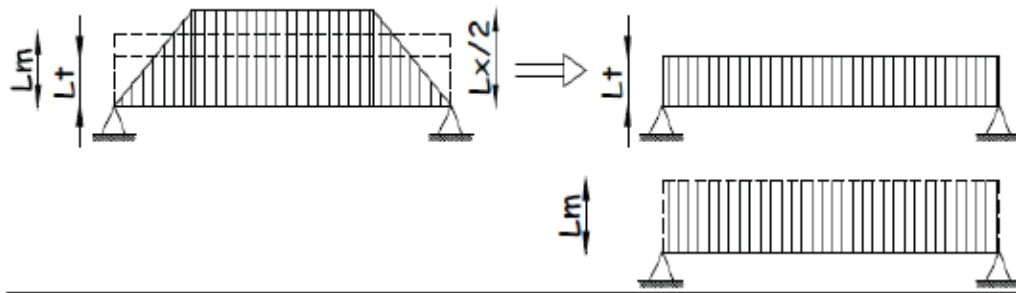


Figure VI.5.2 : Présentation du chargement simplifié

Charge triangulaire :

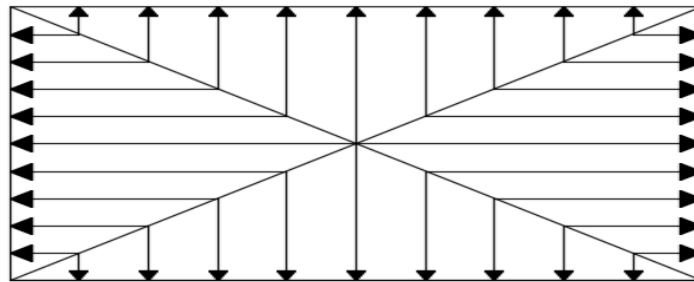


Figure VI.5.3 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} - & Q_u = q_u \times l_t & Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :

✓ **ELU:**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$= (187.53 - \frac{8144}{328.80} - \frac{792}{52.80})$$

$$q_u = 147.77 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}})$$

$$= (144.73 - \frac{8144}{328.80} - \frac{792}{52.80})$$

$$q_s = 104.96 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

										Moments fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
A-B	1	3,6	⁴	0,9	trapézoïdale	1.314	1.071	147.77	104.96	194.17	388.34	137.91	275.82	158.27	316.52	112.41	224.82
	2	3,6	⁴	0,9	trapézoïdale	1.314	1.071	147.77	104.96	194.17		137.91		158.27		112.41	
B-C	1	3,85	⁴	0,212	trapézoïdale	1.752	1.881	147.77	104.96	258.89	517.78	183.89	367.78	277.96	277.96	197.43	394.86
	2	3,85	⁴	0,212	trapézoïdale	1.752	1.881	147.77	104.96	258.89		183.89		277.96		197.43	
C-D	1	3.2	⁴	0,8	trapézoïdale	1.259	1.088	147.77	104.96	186.04	372.08	131.30	262.60	160.77	321.54	114.20	228.39
	2	3.2	⁴	0,8	trapézoïdale	1.259	1.088	147.77	104.96	186.04		131.30		160.77		114.20	
D-E	1	3.85	⁴	0,212	trapézoïdale	1.752	1.881	147.77	104.96	258.89	517.78	183.89	367.78	277.96	277.96	197.43	394.86
	2	3,85	⁴	0,212	trapézoïdale	1.752	1.881	147.77	104.96	258.89		183.89		277.96		197.43	
E-F	1	3,6	⁴	0,9	trapézoïdale	1.314	1.071	147.77	104.96	194.17	388.34	137.91	275.82	158.27	316.52	112.41	224.82
	2	3,6	⁴	0,9	trapézoïdale	1.314	1.071	147.77	104.96	194.17		137.91		158.27		112.41	

Tab.VI.5.1 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

										Moments fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
1-2	1	3.85	4	0,963	trapézoïdale	1.38	1.07	147.77	104.96	203.93	407.86	144.84	289.68	158.11	316.22	112.31	124.62
	2	3.85	4	0,963	trapézoïdale	1.38	1.07	147.77	104.96	203.93		144.84		158.11		112.31	
2-3	1	3.85	3.70	1.04	trapézoïdale	1.18	0.85	147.77	104.96	174.36	348.72	123.85	247.77	125.60	251.209	89.21	178.43
	2	3.85	3.70	1.04	trapézoïdale	1.18	0.85	147.77	104.96	174.36		123.85		125.60		89.21	
3-4	1	3.85	4	0,963	trapézoïdale	1.38	1.07	147.77	104.96	203.93	407.86	144.84	289.68	158.11	316.22	112.31	124.62
	2	3.85	4	0,963	trapézoïdale	1.38	1.07	147.77	104.96	203.93		144.84		158.11		112.31	
4-5	1	3.85	4	0,963	trapézoïdale	1.38	1.07	147.77	104.96	203.93	407.86	144.84	289.68	158.11	316.22	112.31	124.62
	2	3.85	4	0,963	trapézoïdale	1.38	1.07	147.77	104.96	203.93		144.84		158.11		112.31	

Tab.VI.5.2 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

1) Sens transversal

✓ ELU

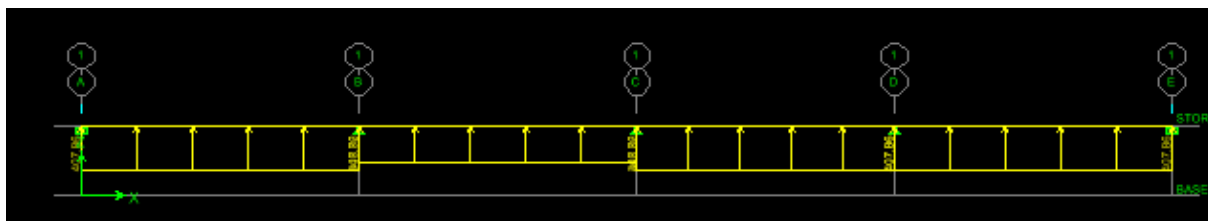


Fig. VI.5.4: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

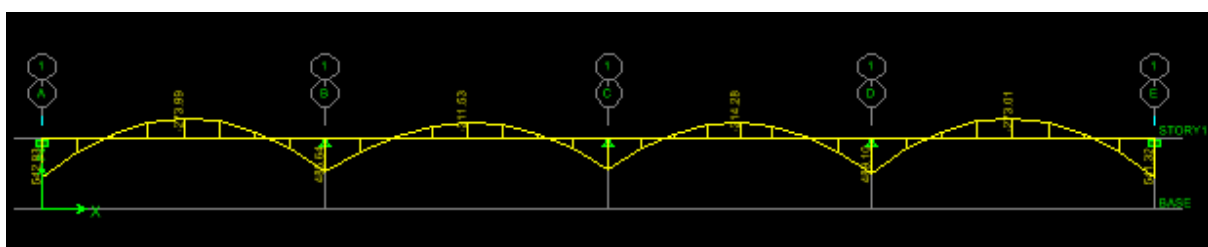


Fig. VI.5.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

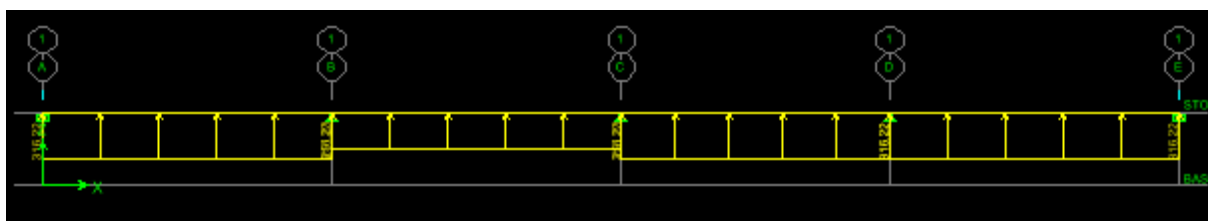


Fig. VI.5.6: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

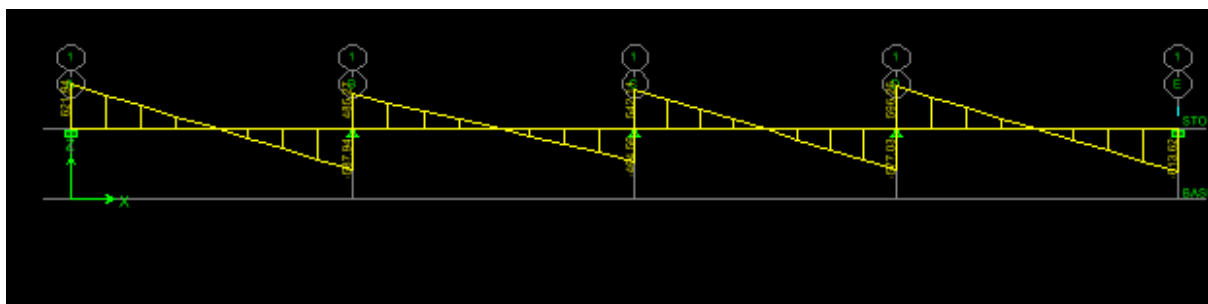


Fig. VI.5.7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

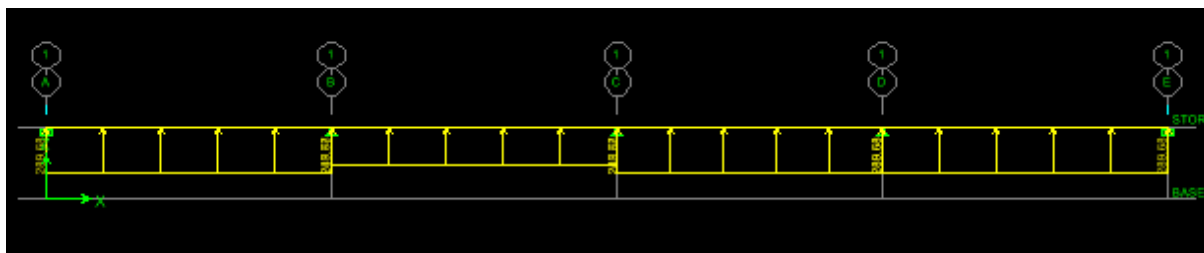


Fig. VI.5.8: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

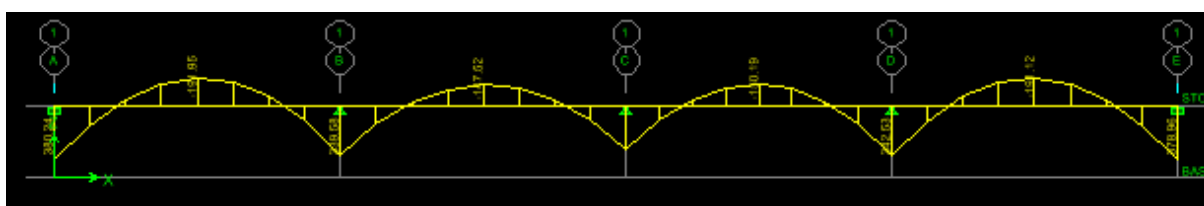


Fig. VI.5.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

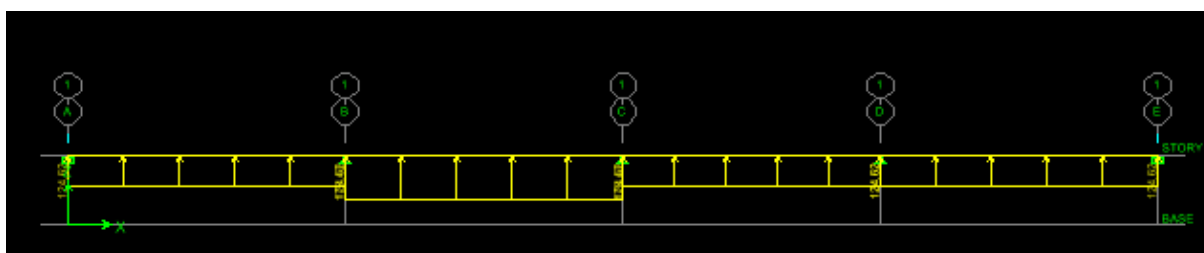


Fig. VI.5.10: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

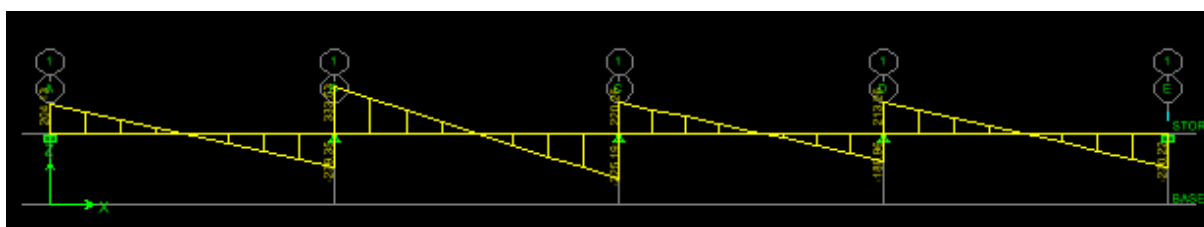


Fig. VI.5.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Sens longitudinale

✓ ELU

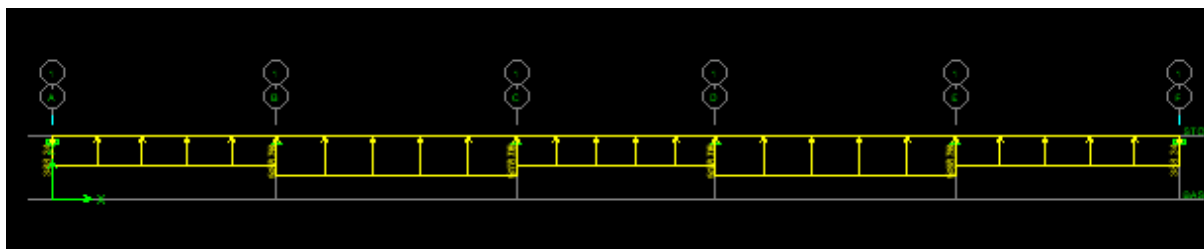


Fig VI.5.12: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

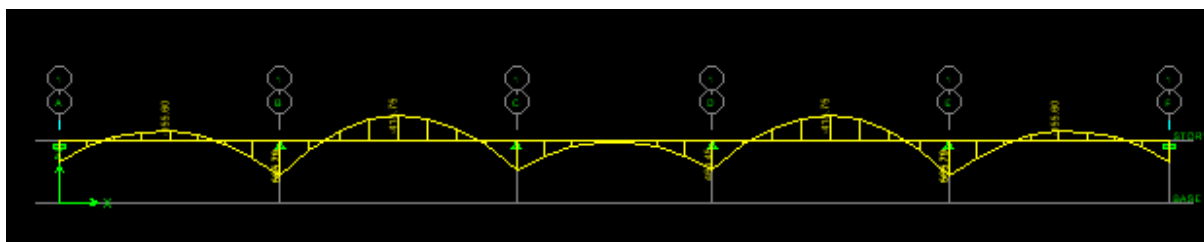


Fig. VI.5.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

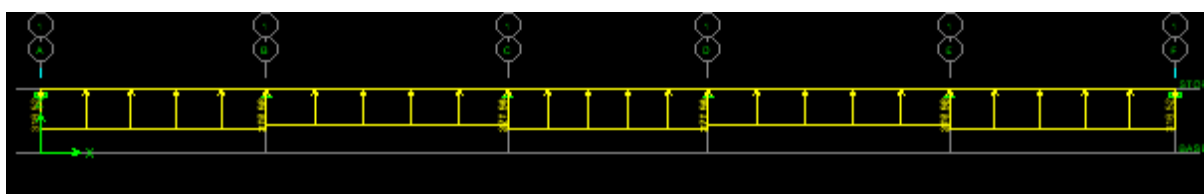


Fig VI.5.14: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

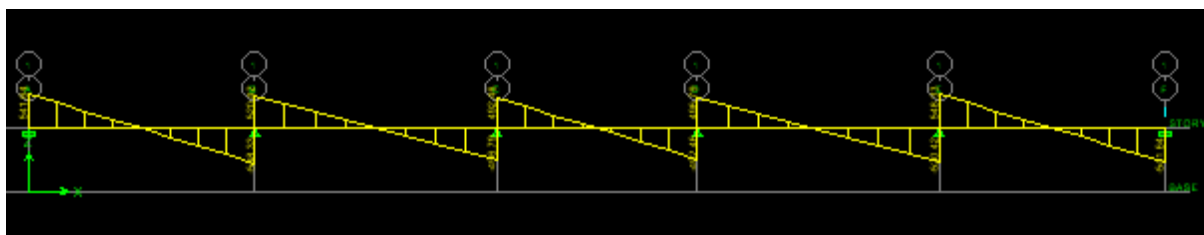


Fig. VI.5.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

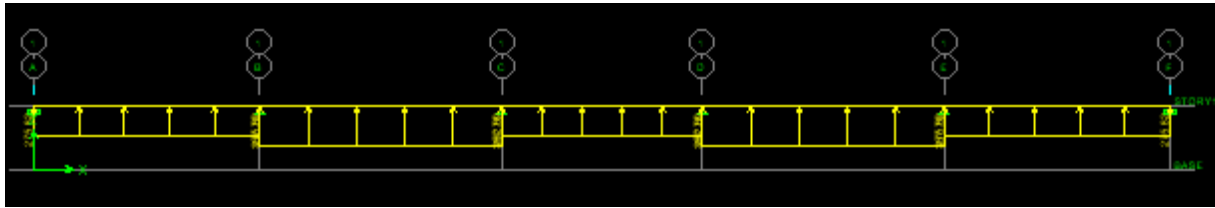


Fig. VI.5.16: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

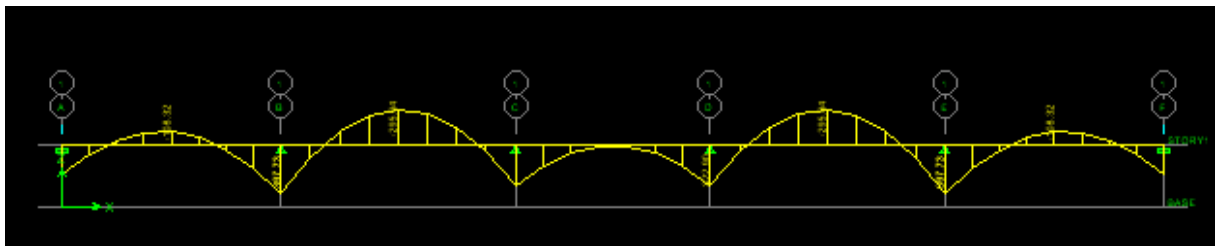


Fig. VI.5.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

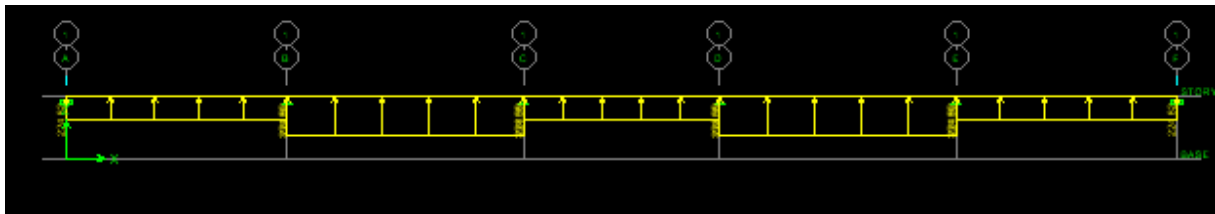


Fig. VI.5.18: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

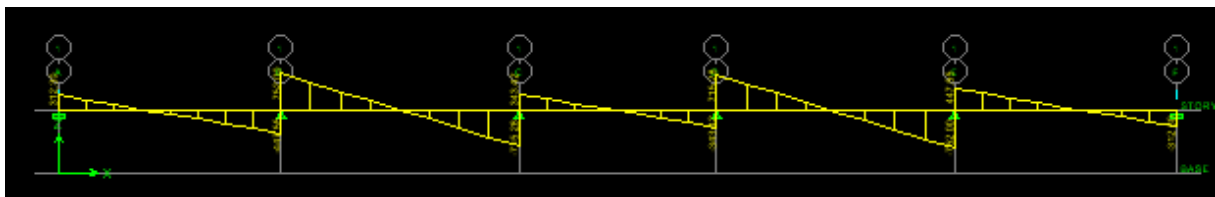


Fig. VI.5.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}$ (KN.m)	565.79	397.73	542.83	380.24
$M_t^{\max}$ (KN.m)	418.75	295.64	473.01	191.95
$T_{\max}$ (KN)	548.33	395.07	596.26	333.53

Tab.VI.5.2: Les efforts internes dans les nervures.

1) Calcul des armatures :

➤ Armatures longitudinales :

Sens X-X :

$$b = 55 \text{ cm}, \quad h = 100 \text{ cm}, \quad d = 95 \text{ cm}, \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{565.79 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,090 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_a^s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{565.79 \times 10^3}{0,958 \times 95 \times 348} = 17.86 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Soit : } 4HA20 \text{ (filante)} + 4HA14 \text{ (chapeau)} = 18.71 \text{ [cm}^2\text{/ml]}.$$

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{418.75 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{328.79 \times 10^3}{0,969 \times 95 \times 348} = 11.26 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Soit : } 4HA20 \text{ (filante)} + 2HA14 \text{ (chapeau)} = 15.64 \text{ [cm}^2\text{/ml]}.$$

Sens Y-Y :

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{542.4 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{542.83 \times 10^3}{0,960 \times 95 \times 348} = 17.10 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Soit : } 4HA20(\text{filante}) + 4HA14(\text{chapeau}) = 18.71 \text{ [cm}^2\text{/ml]}.$$

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{473.01 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,067 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{473.01 \times 10^3}{0,965 \times 95 \times 348} = 14.82 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\text{Soit : } 4HA20 (\text{filante}) + 2HA14(\text{chapeau}) = 15.64 \text{ [cm}^2\text{/ml]}.$$

Les résultats des ferraillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Aux appuis	4HA20(fil)+4HA14(chap)	4HA20(fil)+2HA14(chap)
En travée	4HA16(chap)+2HA14(fil)	4HA20(fil)+2HA14(chap)

Tab .VI .5.3 : armatures de la nervure

Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferraillage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 95 \times 2,1}{400} = 6,31 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Sens X-X :

Aux appuis : $A_{st} = 18.71 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{\min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 15.64 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{\min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Sens Y-Y:

Aux appuis : $A_{st} = 18.71 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{\min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 15.64 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{\min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{25; 24\} \text{ on prend } S_t = 10 [\text{cm}]$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm}.$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Avec :} \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$T_u^{\max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}.$$

Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{548.33 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.05 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}] \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{596.26 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,14 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}] \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On détermine: $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d}$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 [\text{MPa}]$$

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	397.73	18.71	0.34	39.95	0.909	257.88	348	6.46	15	Vérifié
	Travée	295.64	15.64	0.19	55.42	0.929	259.78	348	4.69	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	380.24	18.71	0.32	41.18	0.911	256.93	348	6.23	15	Vérifié
	Travée	191.95	15.64	0.28	44.52	0.916	148.84	348	3.34	15	Vérifié

Tab .VI.5.4 : vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.

Introduction:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Dans notre cas le mur sera placé sur toute la longueur du bâtiment, un joint de 2cm occupé par une feuille de polyane est prévu entre le mur et le verso des poteaux.

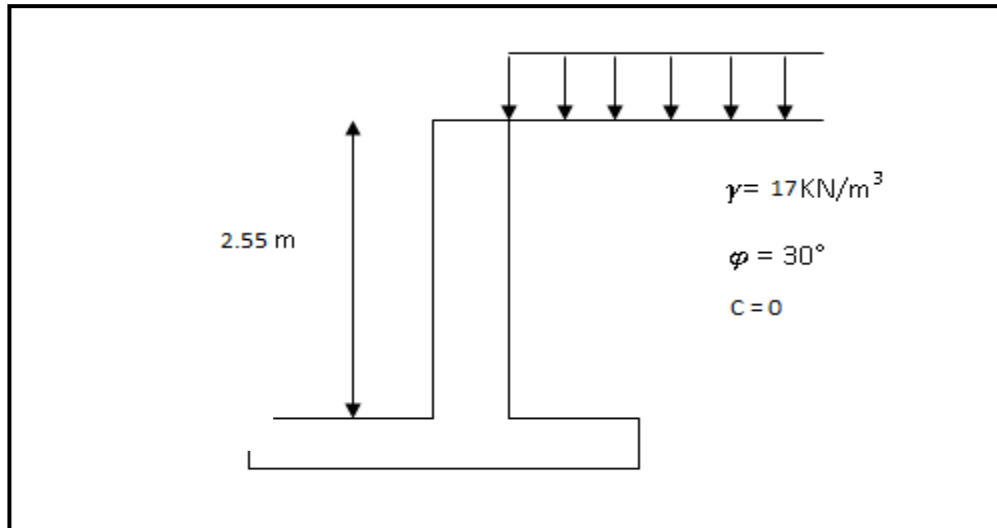


Fig VII.1 schéma statique de mur plaque .

1. Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)
- **Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

✓ **Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):**

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- **$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$.**

Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

2. Contraintes de sollicitations :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

Avec K_0 : Coefficient de poussée des terres.

Nous avons $C=0 \longrightarrow$ sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_a = 1 - \sin \varphi = 1 - 0,5 \implies K_a = 0,5$$

$$K_a = 0,333$$

ELU :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a (1,35\gamma h + 1,5q)$$

$$\sigma_h = 11,48h + 7,5$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} h=0 \longrightarrow \sigma_h = 7,5 \text{ KN/m}^2 \\ h=2,55 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 29,27 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

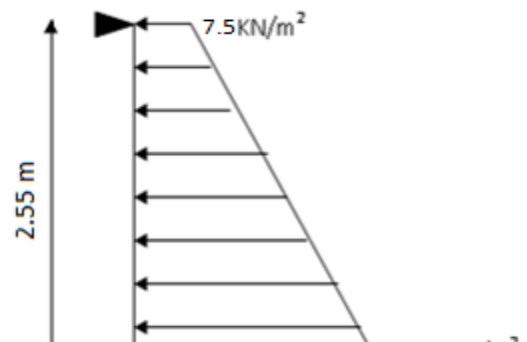


Fig VII.2. Diagramme des contraintes à l'ELU

ELS :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a(\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 8.5h + 5$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} h=0 & \longrightarrow \sigma_h = 5 \text{ KN/m}^2 \\ h=3.40 & \longrightarrow \sigma_h = 26.67 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

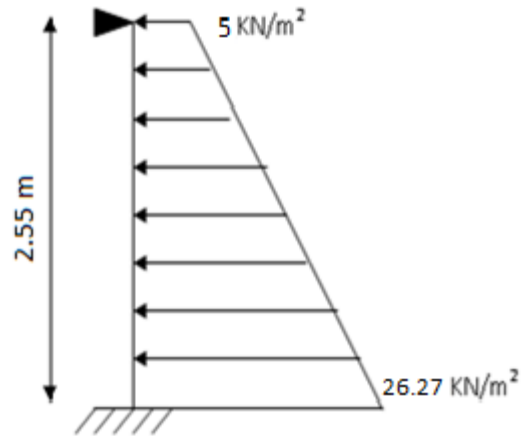


Figure VII.3. Diagramme des contraintes à l'ELS

- Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

ELU

$$q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 29.27 + 7.5)}{4} \times 1\text{m} = 23.83 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_s = \frac{(3\sigma'_1 + \sigma_{r2})}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 26.27 + 5)}{4} \times 1\text{m} = 20.95 \text{ KN/m}$$

3 : Ferrailage du mur plaque :

a) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

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 on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Chapitre VII Mur plaque

Identification de panneau : $L_x = 2.55\text{m}$ et $l_y = 4.00\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.55}{4} = 0.638 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.638 \rightarrow \mu_x = 0.0772 \text{ et } \mu_y = 0.343$$

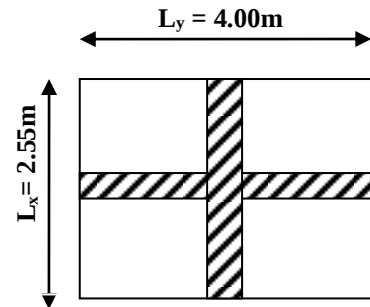


fig VII.4.le panneau plus sollicité

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0772 \times 23.83 \times 2.55^2 = 11.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.343 \times 11.96 = 4.10 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 11.96 = -5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 11.96 = 8.97 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 4.10 = -2.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 4.10 = 3.075 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du mur plaque :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t	e (cm)
xx	Appuis	5.98	0.064	0.967	SSA	0.85	2	4HA12 4.52	= 25	20
	Travée	8.97	0.019	0.990	SSA	1.25	2	4HA12 4.52	= 25	20
yy	Appuis	2.05	0.04	0.998	SSA	0.30	2	4HA12 4.52	= 25	20
	Travée	3.075	0.06	0.997	SSA	0.40	2	4HA12 4.52	= 25	20

Tableau VII.1: Ferraillage du mur plaque.

4. Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.638 \rightarrow \mu_x = 0.0772 \text{ et } \mu_y = 0.343$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0772 \times 29.95 \times 2.55^2 = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.343 \times 15.03 = 5.16 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 15.03 = -7.515 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.03 = 11.273 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_a = -0.5 \times 5.16 = -2.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 5.16 = 3.87 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	4.52	7.515	0.25	0.920	47.50	100.39	201.63	2.11	15	Cv
	Travée	4.52	11.273	0.25	0.920	47.50	150.61	201.63	3.17	15	Cv
Y-Y	Appuis	4.52	2.58	0.25	0.920	47.50	38.08	201.63	0.80	15	Cv
	Travée	4.52	3.87	0.25	0.920	47.50	51.70	201.63	1.08	15	Cv

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

Sens x-x :

En travée :4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : 4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

Sens y-y :

En travée :4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis :4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage multiple est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation , il nous a permis de toucher au véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix de la méthode de calcul à considérer .

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Avec de la rigueur après une étude d'un système en portique seul, nous avons recherché la meilleure position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premier modes

Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements absolus et relatifs.

Nous avons aussi remarqué que les bouts de voiles provoquent une concentration des efforts au niveau des poutres et poteaux adjacents.

Concernant le ferraillage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailler selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS.

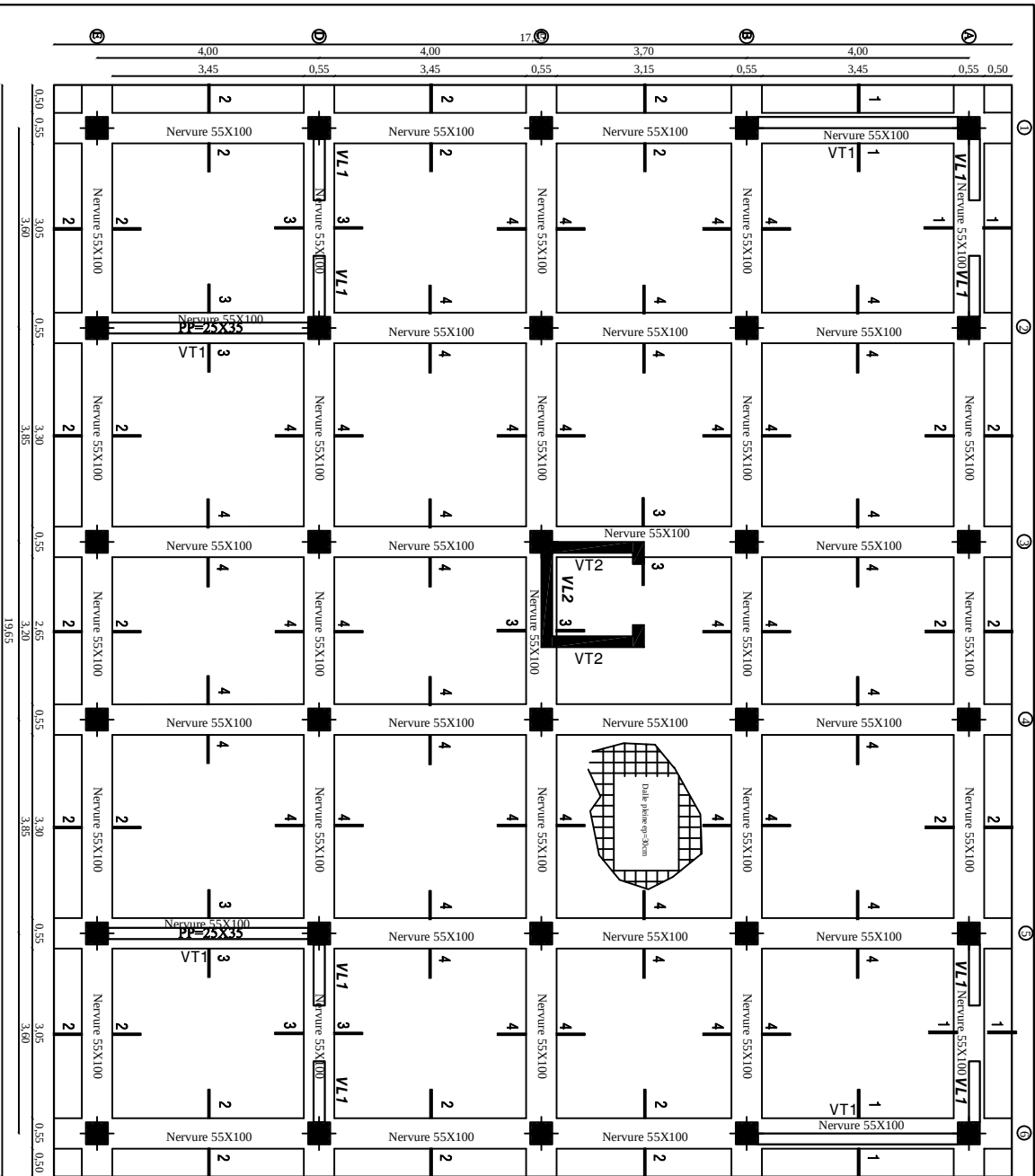
On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du coté de la pratique.

Le résultat de toute cette étude reste l'élaboration des plans de coffrage et ferraillage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.

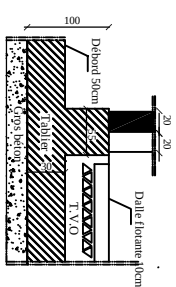
Bibliographie

Bibliographie

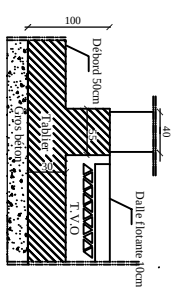
- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Règle CB71 Règles de calcul et de conception de charpente en bois, Juin1984.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes



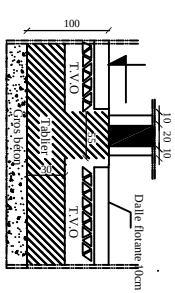
Coupe 1-1 Ech:1/25



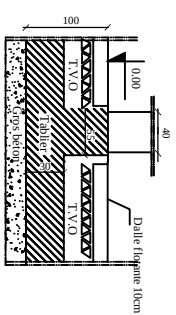
Coupe 2-2 Ech:1/25



Coupe 3-3 Ech:1/25



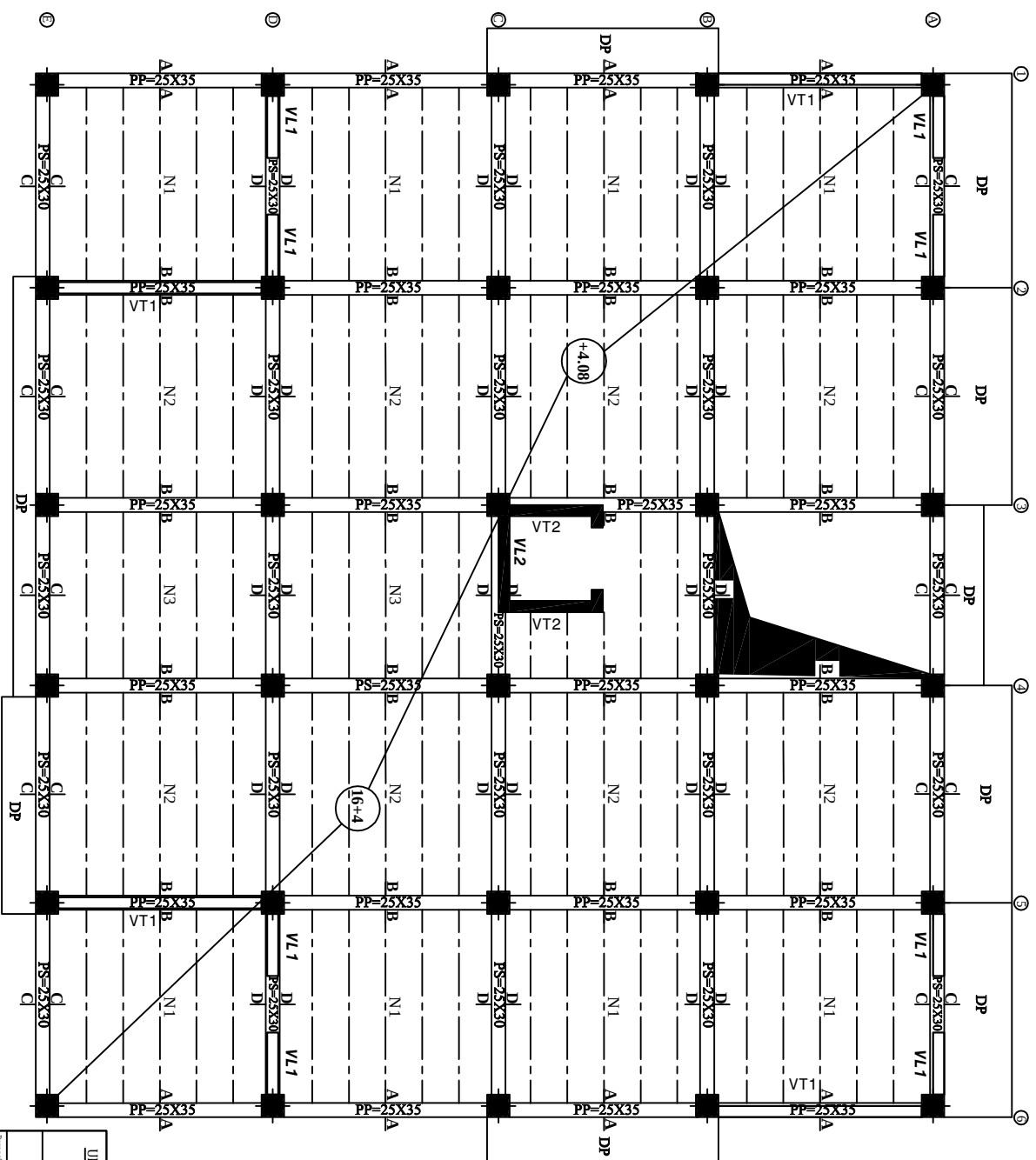
Coupe 4-4 Ech:1/25



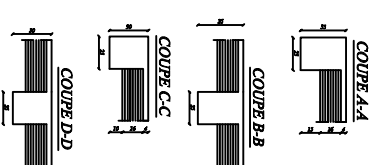
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

COFFRAGE FONDATION

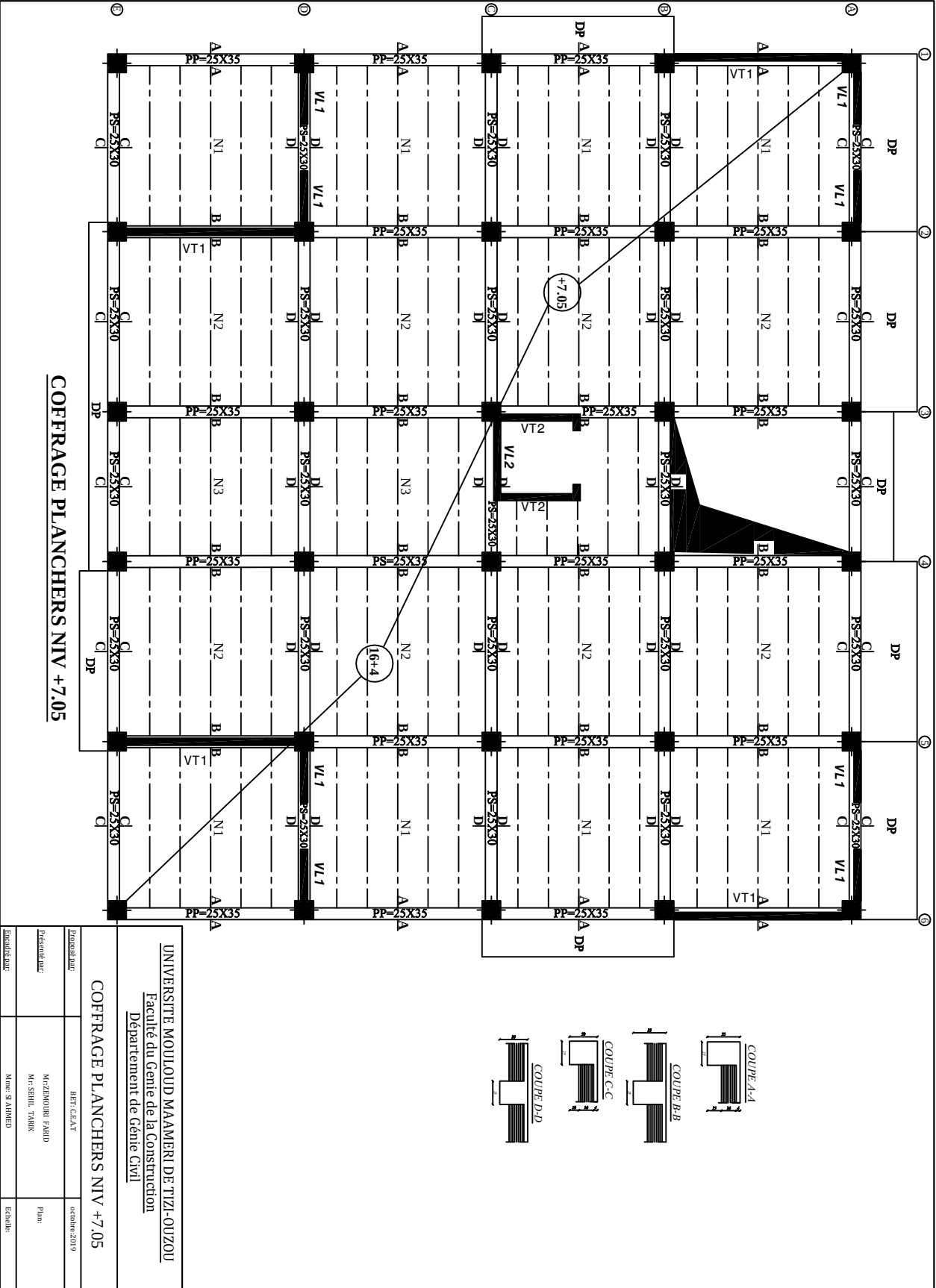
Présenté par:	HERI CELAT	année:2019
Présenté par:	MEZBOUBI FARIO	Plan:
Présenté par:	ME. SEHIL, TARK	Plan:
Présenté par:	Mme. S. AYED	Échelle:

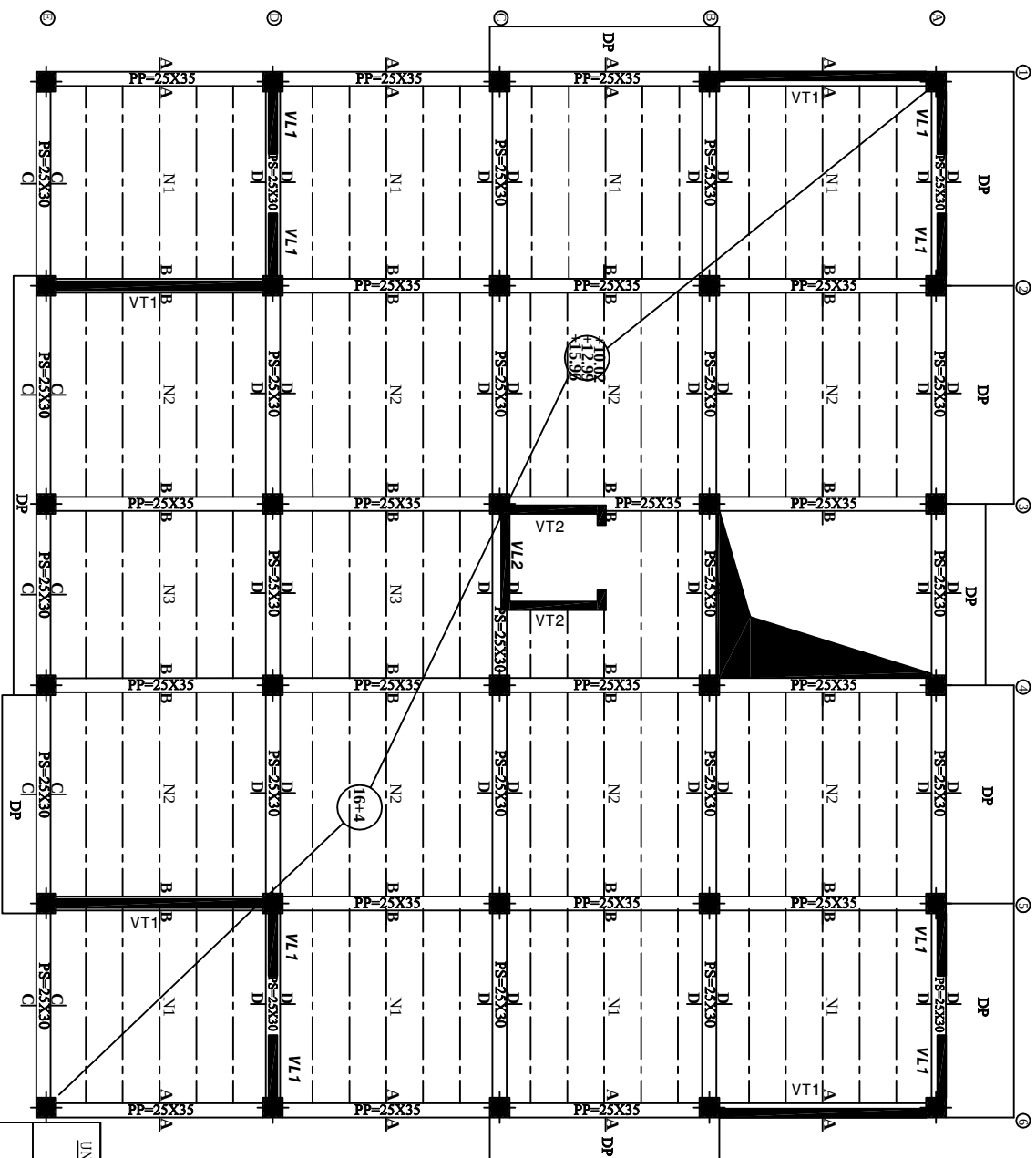


COFFRAGE PLANCHERS NIV +4.08

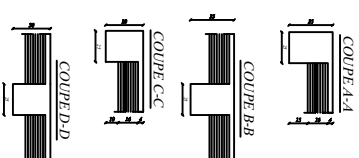


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU			
Faculté du Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
COFFRAGE PLANCHERS NIV +4.08			
Intitulé de l'œuvre	INTITULÉ DE L'ŒUVRE	Intitulé de l'œuvre	INTITULÉ DE L'ŒUVRE
Présenté par	MR. ZEROUAL FADOU	Présenté par	MR. ZEROUAL FADOU
Intitulé de l'œuvre	MR. SEHIL TARK	Intitulé de l'œuvre	MR. SEHIL TARK
Intitulé de l'œuvre	MR. STANARD	Intitulé de l'œuvre	MR. STANARD

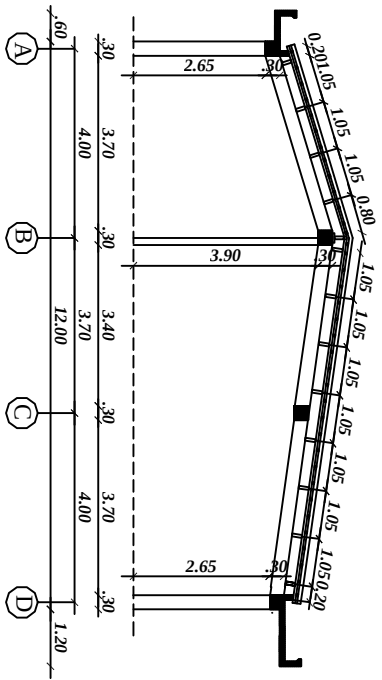




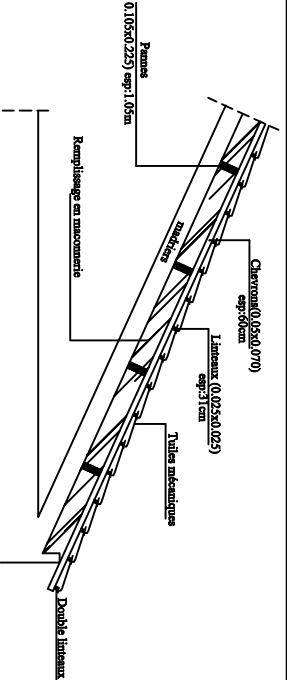
COFFRAGE PLANCHERS NIV+10.02 / NIV +12.99 ET NIV 15.96



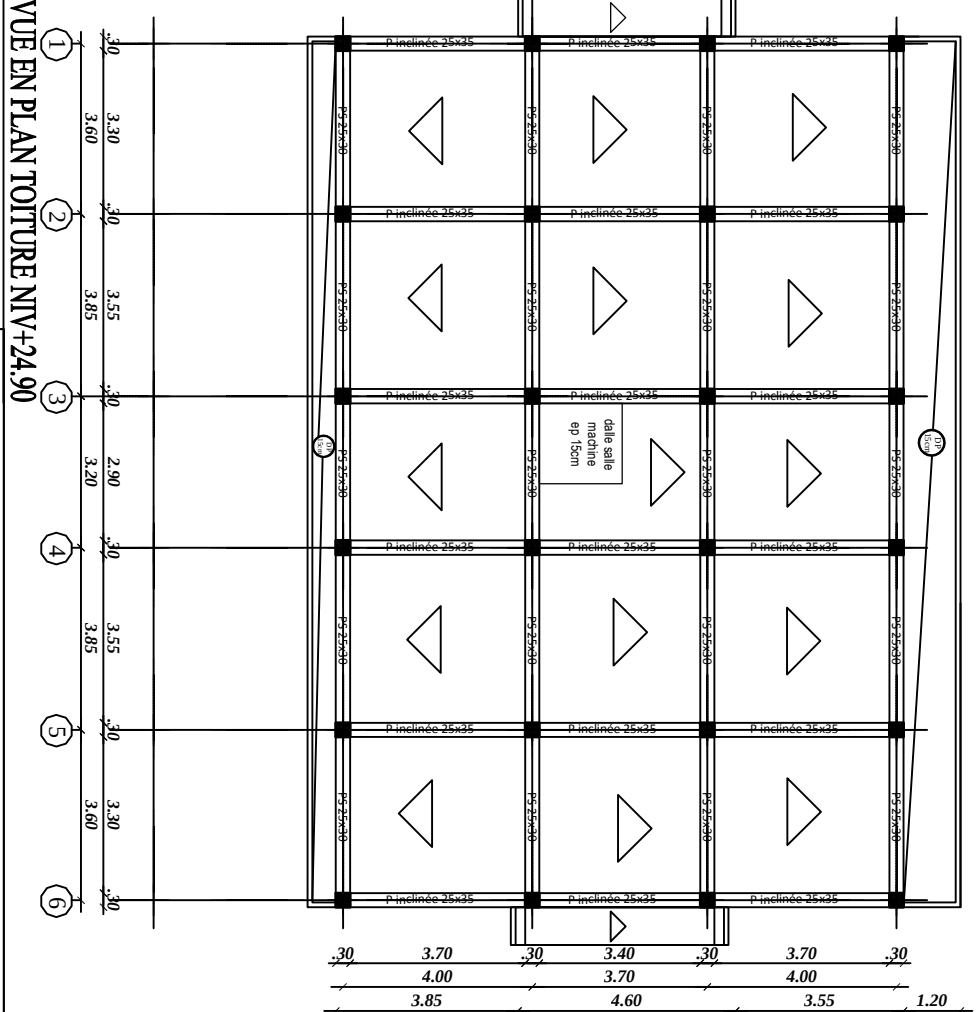
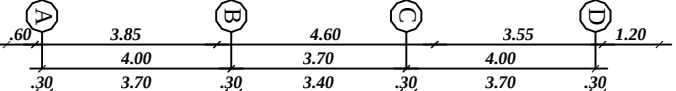
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI DE TIZI-OUZOU			
Faculté du Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
COFFRAGE PLANCHERS NIV +10.02 / NIV +12.99 ET NIV 15.96			
Dessiné par:	BER: C.E.A.T	Version: 2010	
Approuvé par:	M. ZEDOUER HADJ	Titre:	
	M. SIBIL TARK		
Imprimé par:	Mme S. ABEND	Date:	



FERME AXE "1, 2, 3, 4, 5 et 6"



DETAIL TOITURE

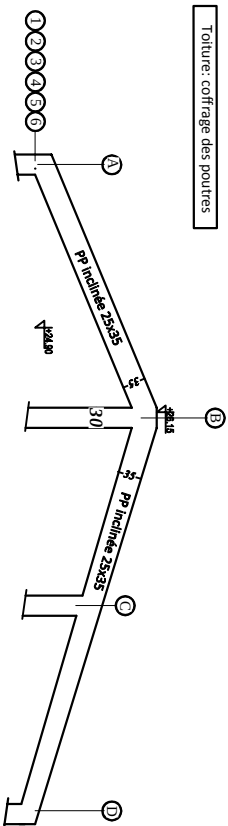


VUE EN PLAN TOITURE NIV+24.90

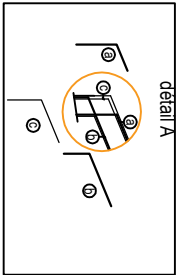
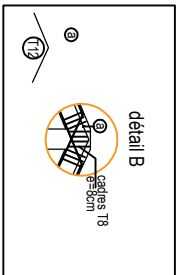
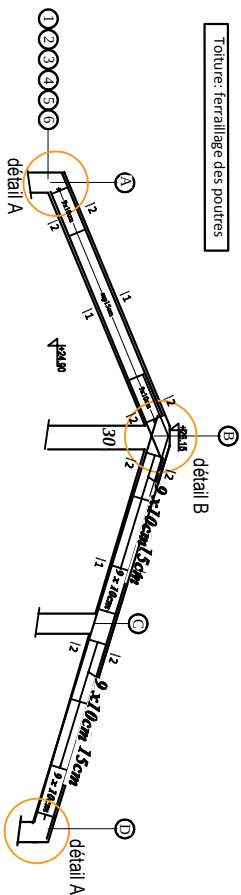
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU			
Faculté du Genie de la Construction			
Département de Génie Civil			
COFFRAGE CHARPENTE			
Proposé par:	BET: C.E.A.T	octobre 2019	
Présenté par:	Mr: ZEMOURI FARID Mr: SEHIL TARIK	Plan:	
Encadré par:	Mme: SI AHMED	Echelle:	

poutres principales (25x35)cm²Totiture

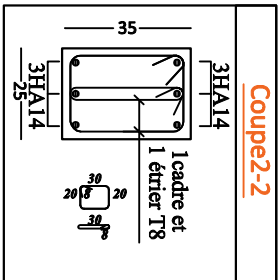
Totiture: coffrage des poutres



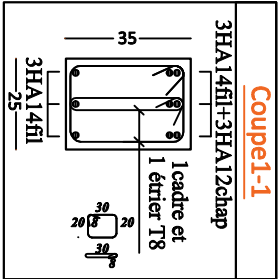
Totiture: ferrillage des poutres



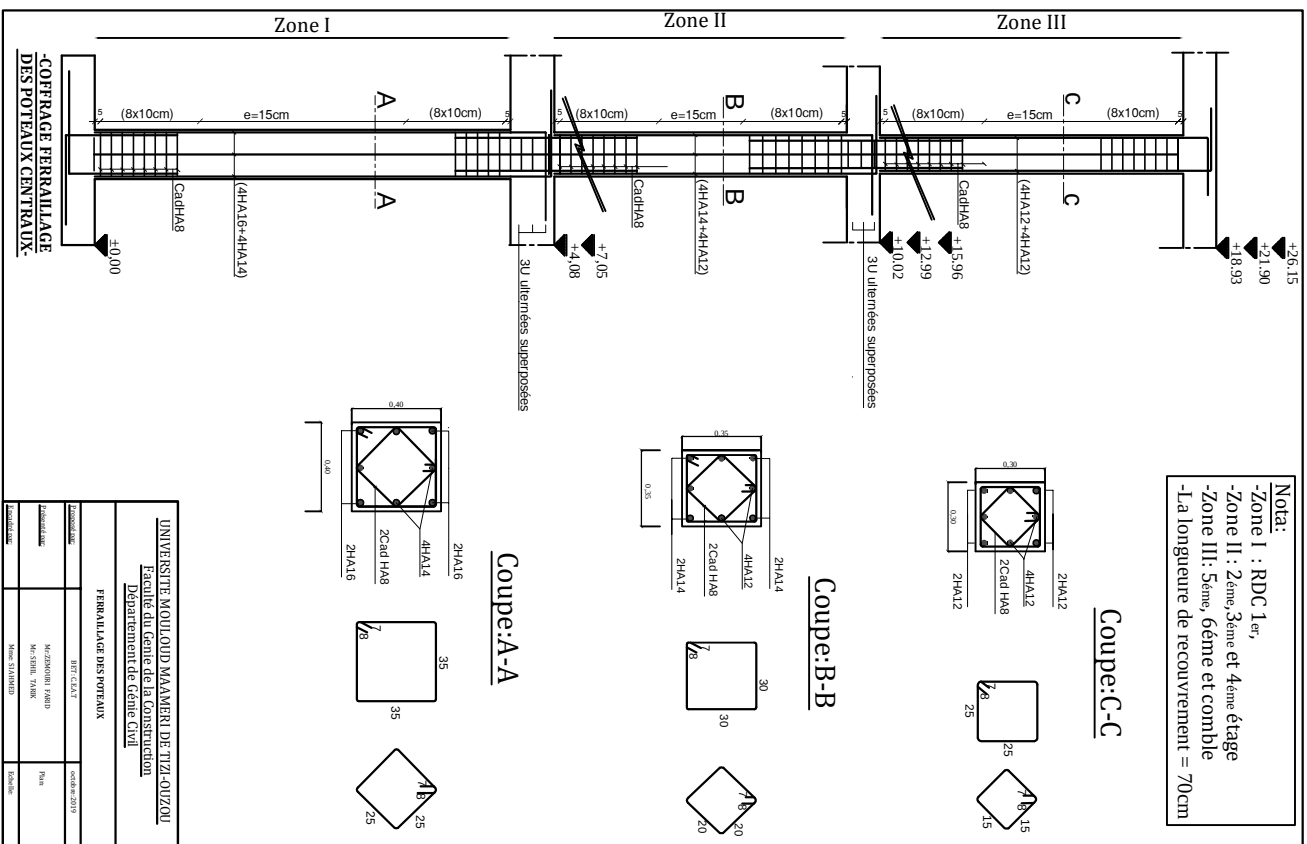
Coupe2-2



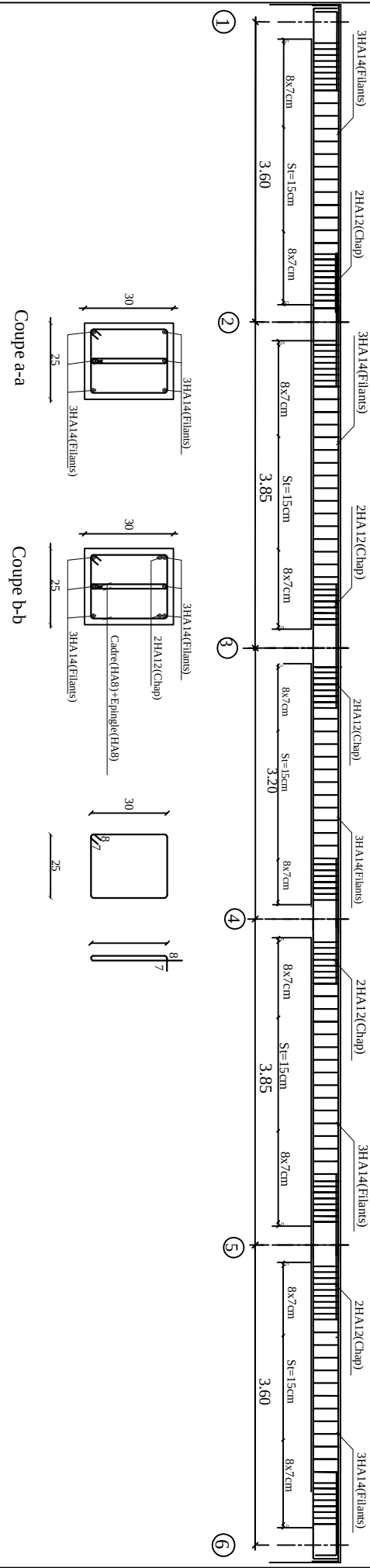
Coupe1-1



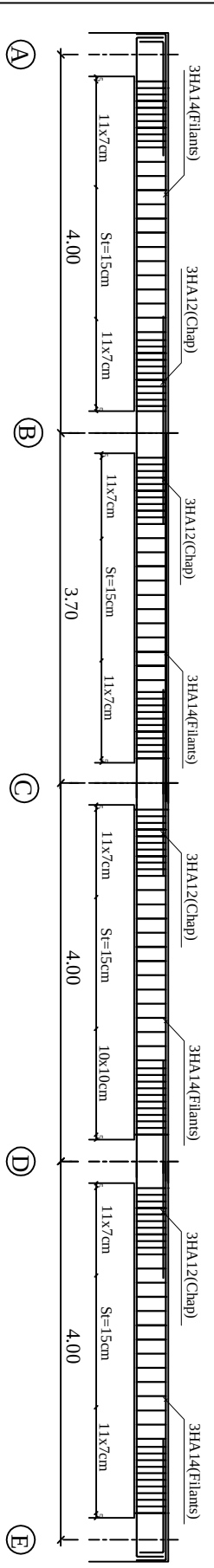
UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZI-OUZOU			
Faculté du Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
COFFRAGE PLANCHERS NIV +7.05			
Document	BET CLAT	09/09/2019	
Présenté par	MELMOUR FARIO	Plan	
Maître de stage	Mme STANBET	Travail	



-Coffrage et ferrailage poutres secondaires -



-Coffrage et ferrailage poutres principales -



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU			
Faculté du Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
FERRAILLAGE DES POUTRES			
Proposé par:	BRT, C.E.A.T	octobre 2019	
Présenté par:	Mr: ZEMOURI FARID Mr: SEHIL TARIK	Plan:	
Encadré par:	Mr: SI AHMED	Echelle:	

