
UNIVERSITE DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

Thème

ETUDE ET CALCUL D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ
RDC+9+SOUS-SOL Â USAGE MULTIPLE IMPLANTE Â
TLEMCEN

Présenté par
SALMI MOHAMED EL-AMINE
MAZOUZ MAAMAR

Soutenu en Juin 2017, devant le jury composé de :

M. BENLEKEHAL N	Président
M. YEGHNEM R.	Promoteur
Mlle BENGUEDIAB S.	Examineur
M. SEDDIK B.	Examineur
M. HARBIT M.Y.	Invité

SOMMAIRE

PAGE DE GARDE.
REMERCIEMENTS.
DEDICACES.
SOMMAIRE.

Chapitre I : INTRODUCTION

I-1) présentation de l'ouvrage:.....	1
I-2) Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	1
I-3) Caractéristiques géotechniques du sol.....	1
I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	1
I-5) installation du chantier	6

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II -1) charges et surcharges.....	10
II -2) Pré- dimensionnement des poutres	11
II -3) Pré- dimensionnement des poteaux.....	12
II -4) Descente des charges	14

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHERS

III-1) Etude du plancher.....	20
III -2) Pré-dimensionnement du plancher.....	20
III-3) Etude des poutrelles	20
III -4) Ferrailage de la dalle de compression	46
III -5) Etude de la dalle pleine	47

Chapitre IV CALCULES DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV-1) Définition	50
------------------------	----

IV-2) Étude de la dalle d'ascenseur	50
IV-3) Etude des parties en saillies	61
IV-4) Etude des escaliers	66
IV-5) Etude de l'acrotère	77
Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE ET SYSMIQUE	
V -1) Introduction	82
V -2) Modélisation de la structure étudiée	82
V -3) Présentation du logiciel de calcul	82
V -4) Modélisation des éléments structuraux	82
V -5) caractéristique géométrique et massique de la structure	86
V -6) vérification réglementaire	90
Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS	
VI-1) Calcul des poteaux	94
VI-2) Calcul des poutres	108
VI-3) Calcul des voiles	124
Chapitre VII : ETUDE DES FONDATIONS	
VII -1) Etude de la fondation	134
CONCLUSION	149

Symboles et notations

Les significations des principales notations sont les suivantes :

1- Notation en majuscules romaines :

A : Aire d'une section d'acier

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale.

Eh : Module de déformation longitudinale du béton.

Ej : Module d'élasticité instantanée.

Es : Module d'élasticité des aciers.

F : Force ou action générale.

G : Action (charge) permanente.

H : Hauteur

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mse: Moment de calcul de service.

Nser : Effort normal de calcul de service

NU : Effort normal de calcul ultime

N : Effort normal.

P : force ou action

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

St : Espacement des armatures

T : Effort tranchant.

Br : Section réduite.

R : Coefficient de comportement

S3 : Symbole désignant la catégorie de site.

T : Période fondamentale de la structure (sec).

V : force sismique totale appliquée à la base de la structure (KN).

W : poids total de la structure.

Wi : poids sismique au niveau « i ».

2- Notation en minuscules romaines :

a : Une dimension transversale.

b : Une dimension longitudinale.

b₀ : Epaisseur brute de l'âme d'une section.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de « j » jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de « j » jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédemment de béton.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

K : coefficient en générale.

l : Longueur ou portée.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

s_t : Espacement des armatures.

r : rayon de courbure.

z_b : bras de levier.

3- Notation en majuscules Grecque :

α : Angle en général, coefficient. ν

γ : Coefficient.

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ : Elancement.

μ : Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ : Contrainte tangente.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

e_x, e_y : Excentricités de la charge sismique dans les directions «x» et «y».

β : Coefficient de pondération.

$c \eta$: Facteur de correction d'amortissement

1.2 Unités :

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

$m, (cm, mm)$: Longueur, dimension, portée

cm^2 : Section d'acier

m^2 : Section

$kN, (N, MN)$: Charge ponctuelle

$kNm^{-1}, (Nm^{-1}, MN.m^{-1})$: Charge linéique

$kNm^{-2}, (Nm^{-2}, MN.m^{-2})$: Charge surfacique

$kNm^{-3}, (Nm^{-3}, MN.m^{-3})$: Charge volumique

$kNm, (Nm, MN.m)$: Moment

$MPa, (Pa, kPa)$: Contrainte

Une conversion bien utile : $1MPa = 1MN.m^{-2} = 1N.mm^{-2} = 10^6Pa$.

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte : $1 bar = 1 kg.cm^{-2}$ et $10 bar \approx 1MPa$.

I-1) présentation de l'ouvrage:

- Le présent projet consiste à faire l'étude d'un bâtiment tour en (R+9) à usage d'habitation, avec des locaux commerciaux au RDC et un sous-sol (usage parking).
- Ce bâtiment est implanté à Tlemcen qui est classée comme une zone de faible sismicité (zone I) selon le classement établis par le règlement parasismique Algérienne RPA99-version 2003.
- Le bâtiment est équipé d'un ascenseur pour assurer le confort des acquéreurs.

I- 2) Caractéristiques géométriques du bâtiment :

En plan :

- Longueur = 27,20 m.
- Largeur = 17,90 m.

En élévation :

- Hauteur du bâtiment = 36,3m (*y compris l'acrotère*)
- hauteur du sous-sol = 4,08 m.
- Hauteur de rez-de-chaussée = 4,08 m.
- Hauteur d'étage courant = 3,06 m.

I-3) Caractéristiques géotechniques du sol :

L'un des paramètres fondamentaux que l'ingénieur doit connaître dans tout projet de Génie Civil est l'état du sol sur lequel il va bâtir.

En effet le dernier élément qui va supporter toutes les charges du bâtiment est le sol. Les études géotechniques trouvent là toute leur importance.

I-3-1) Contrainte admissible du sol :

Le taux de travail du sol est de l'ordre de 1,5 bar. Il est demandé d'éviter la stagnation des eaux pluviales ou toute venue d'eau en prévoyant un drainage en périphérie de la tour pour protéger les fondations et pour conserver les caractéristiques géotechniques du sol.

I-3-2) Eléments de la structure :

- Les plancher sont de type corps creux (16+5) pour l'ensemble des étages.
- Le plancher terrasse est inaccessible.
- Escalier avec palier de repos et 2 volés.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Il est essentiel de bien connaître les différents composants des matériaux constituant notre structure ainsi que leurs comportements, cela nous permet de prévenir contre de potentiels risques de rupture, de fissuration ou de dégradation.

Le matériau utilisé pour la réalisation de ce projet est le béton armé. C'est le matériau le plus couramment utilisé pour ce type de construction en raison des possibilités de forme réalisables avec le béton mais surtout de l'existence de main d'oeuvre et d'entreprises confirmées dans l'exécution de projet à base de ce matériau.

I-4-1) Le béton :

I-4-1-1) Définition :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

I-4-1-2) Résistance du béton :

A/ La résistance à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jour, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.46 + 0.83j} \cdot f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{I.1})$$

Pour le présent projet on adoptera :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa (avec un dosage en ciment} = 350 \text{ KG/m}^3)$$

B/ La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{t28} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{I.2})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I-4-1-3) Module de déformation longitudinale (E) :

Le module de déformation E_{ij} est en fonction de la durée d'application des charges, on distingue :

✓ Sous charges d'une courte durée < 24 heures :

Le module de déformation longitudinale instantané

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \quad E_{ij} = \underline{\underline{32164.2 \text{ MPa}}}$$

✓ Sous charges d'une longue durée > 24 heures :

Le module de déformation longitudinale différé

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} \quad E_{vj} = \underline{\underline{3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}}}$$

I-4-1-4) Coefficient de Poisson :

$\nu = 0$ dans le cas des ELU (béton fissurée)

$\nu = 0,2$ dans le cas des ELS (béton non fissurée)

I-4-1-5) les contraintes limites :

A/ De compression :

- A l'ELU :

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

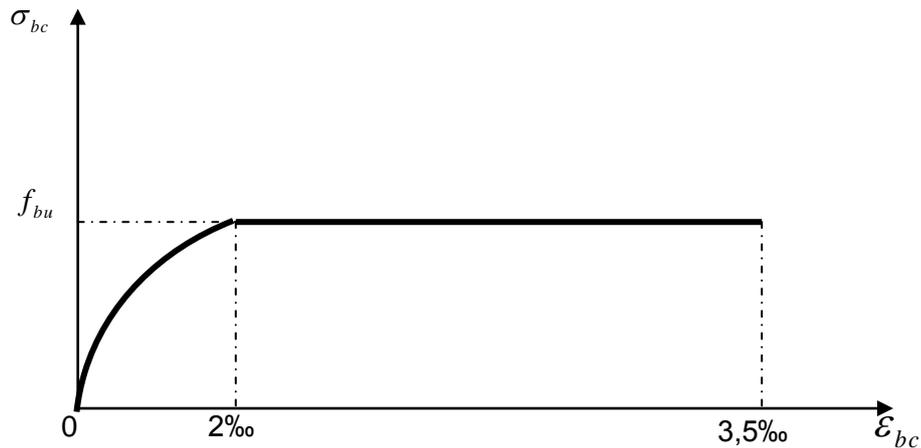


Figure I-1 : Diagramme de calcul à l'ELU (parabole rectangle)
Contrainte –déformation

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1,5 \text{ en situation courante} & f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} & f_{bc} = 18,42 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient prenant en compte la durée(t) d'application des charges

$$\theta = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & \text{pour } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{pour } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Pour } t \leq 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on prend $\theta = 1$.

D'où : $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ en situation durable ou transitoire
 $f_{bu} = 18,5 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

- **A l'ELS :**

La contrainte de compression à ELS est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

B/ De cisaillement :

La contrainte de cisaillement ultime τ_u est donnée par les expressions suivantes :

Dans le cas d'une fissuration peut nuisible : (FPN)

$$\tau_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable : (FP, FTP)

$$\tau_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \longrightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

I-4-2) L'acier :

I-4-2-1) Définition :

Le deuxième matériaux qui rentre dans la confection du béton armé est l'acier. Le matériaux acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Le rôle de l'acier est principalement la reprise des efforts de traction et les efforts de cisaillement d'effort tranchant car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Il est important de noter que parmi les hypothèses de calcul on supposera que le béton et l'acier une fois mis en place se comporteront comme un seul matériau c'est à dire qu'il n'y aura pas de glissement relatif de l'un par rapport à l'autre.

I-4-2-2) Résistance de l'acier :

On utilisera :

a- Acier à haute adhérence : de la classe *FeE400* de limite d'élasticité, $f_e = 400 \text{ MPa}$ pour les armatures longitudinales.

b- Les ronds lisses (acier doux) : dont la nuance est de *FeE235* de limite d'élasticité $f_e = 235 \text{ MPa}$ Pour les armatures transversales.

c- Les treillis soudés : $f_e = 235 \text{ MPa}$ pour la dalle de compression.

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration. Les caractéristiques mécaniques garantir des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : les caractéristiques mécaniques des aciers

Nuance des aciers	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Contrainte de rupture (MPa)	Allongement de rupture (%)
FeE 400	400	480	14
FeE 235	235	410 à 490	25

Diagramme contrainte-déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

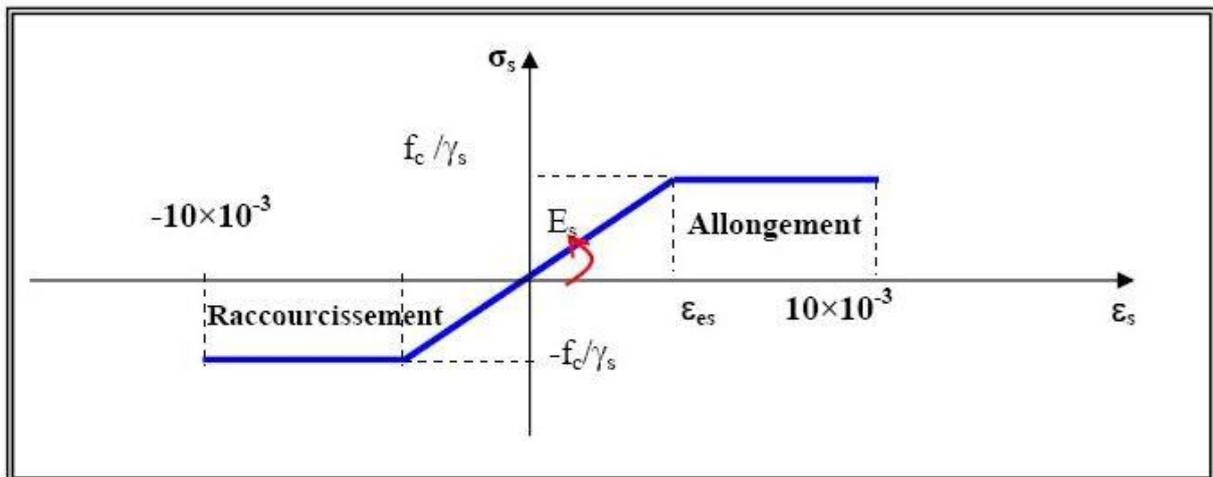


Fig I-2 : diagramme Contraintes –Déformation de L'acier

I-4-2-3) Module d'élasticité longitudinale :

Sa valeur est donnée expérimentalement.

$E_s = 2.105 \text{ MPa}$.

I-4-2-4) Les contraintes limites :

- A l'ELU :

$\sigma_s =$	{	f_e / γ_s —————→	$\epsilon_s > 1,74 \text{ ‰}$
		$E_s * \epsilon_s$ —————→	$\epsilon_s \leq 1,74 \text{ ‰}$

SDT ($\gamma_s = 1,15$) \longrightarrow $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
 SA ($\gamma_s = 1$) \longrightarrow $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

• **A l'ELS :**

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

-Fissuration peu nuisible (FPN) : $f_e / \gamma_s \iff$ pas de limitation de σ_s en service
 \longrightarrow (celle de l'ELU).

-Fissuration préjudiciable (FP) : $\min [2 \cdot f_e / 3, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})]$
 \longrightarrow $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$

-Fissuration très préjudiciable (FTP) : $\min [f_e / 2, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})]$
 \longrightarrow $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$

• **Caractéristique d'adhérence :**

a) Coefficient de fissuration :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ Pour les armatures a haute adhérence

b) Coefficient de scellement :

ψ_s $\left\{ \begin{array}{l} 1,0 \longrightarrow \text{Ronds lisse} \\ 1,5 \longrightarrow \text{HA} \end{array} \right.$

I.5) installation du chantier :

L'installation de chantier comporte la description, avec leurs caractéristiques et leurs phasages, des moyens et matériels principaux nécessaires à la bonne exécution des travaux, qu'ils soient positionnés à l'extérieur ou à l'intérieur de l'ouvrage à réaliser.

Il précise, en tant que de besoin :

– les dispositions envisagées pour l'implantation, l'édification et l'aménagement des ateliers, bureaux, locaux de sécurité, magasins et aires de stockage des matériels et matériaux, et leurs raccordements aux différents réseaux ;

– les chemins de service, voies d'accès et aires de circulation de toute nature à l'intérieur du chantier,

ainsi que les aires d'évolution des engins de manutention et les aires couvertes par les grues

– les dispositions concernant la clôture, l'éclairage des installations ainsi que la signalisation du

chantier.

I-5-1-But de l'installation de chantier

– Organise le déroulement du chantier

– Ordonner le chantier

– Positionner les éléments

I-5-2- Atelier de ferrailage



Photo.1.2. Appareils de coupage et de façonnage



Photo.3. Le ferrailage des poutres.



Photo.4. les acier non-façonné



Photo.4. Le ferrailage des poteaux après l'attachemen

I-5-3. Installations de la grue :

Ils sont présentés par grue à tour, grue à tour à montage rapide, grue automotrice...



Photo.5. Positionnement des deux grues

I-5-4. stockage des matériaux :



Photo.6. Stockage des cadres et d'épingles
Façonnés



Photo.7. Magasins de stockage des
matériaux



Photo.8. Stockage des coffrages



Photo.9. Feuilles de bitume
chantier



Photo.10. Stockage de brique sur

II) Pré dimensionnement des éléments et descente des charges :

II-1) Charges et surcharges :

II-1-1) Charges permanentes :

A) Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

- 1- Protection en gravillons roulés (ep= 4cm)..... 0,80 KN /m²
- 2- Etanchéité multicouche (ep = 2cm).....0,12 KN/m²
- 3- Forme de pente (epm = 10cm)..... 2,2 KN /m²
- 4- Isolation thermique en polystyrène (ep =4cm)0,12 KN /m²
- 5- Plancher corps creux (16 + 5 cm)..... 3,05 KN /m²
- 6- Enduit de plâtre (ep = 2cm) 0,20 KN /m²

$$\mathbf{G = 6.51 \text{ KN /m}^2}$$

B) Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

- 1- Protection en gravillons roulés (ep= 4 cm).....0,80 KN /m²
- 2- Etanchéité multicouche (ep= 2 cm)..... 0,12 KN /m²
- 3- Forme de pente (ep= 10cm).....2,22 KN /m²
- 4- Isolation thermique en polystyrène (ep= 4cm)0,12 KN /m²
- 5- Dalle pleine en béton armé (ep = 20 cm).....5,00 KN /m²
- 6- Enduit de plâtre (ep= 2 cm)0,20 KN /m²

$$\mathbf{G = 8.46 \text{ KN /m}^2}$$

C) Plancher étages courants (corps creux) :

- 1-Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....0,44 KN /m²
- 2-Mortier de pose (ep = 2cm)..... 0,40 KN /m²
- 3-Couche de sable (ep = 2cm)..... 0,36 KN /m²
- 4-Plancher corps creux (16 +5 cm)..... 3,05 KN /m²

- 5-Enduit de plâtre (ep = 2cm)..... 0,20 KN /m²
 - 6-Closion légères 1,00 KN /m²
- G = 5,45 KN/m²**

D) Plancher étages courants (Dalle pleine) :

- 1-Revêtement en carrelage (ep = 2cm)..... 0,44 KN /m²
 - 2-Mortier de pose (ep = 2cm)..... 0,40 KN /m²
 - 3-Couche de sable (ep = 2cm)..... 0,36 KN /m²
 - 4-Dalle pleine en béton armé (ep =15cm)..... 3,75 KN /m²
 - 5-Enduit de plâtre (ep = 2cm)..... 0,20 KN /m²
 - 6-Closion légères 1,00 KN /m²
- G = 6, 15 KN /m²**

E) Balcons :

- 1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm)..... 0,44 KN /m²
 - 2- Mortier de pose (ep = 2cm).....0,40 KN /m²
 - 3- Couche de sable (ep = 2cm).....0,36 KN /m²
 - 4- Dalle pleine en béton armé (ep =15cm)..... 3,75 KN /m²
 - 5- Enduit de ciment (ep = 2cm).....0,36 KN /m²
- G = 5,31 KN /m²**

II-1-2) Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible..... 1,00 KN /m²
- Plancher étages courants 1,50 KN /m²
- Balcons 3,50 KN /m²
- Plancher haut sous sol (commerce)..... 3,50 KN /m²
- Escalier 2,50 KN /m²

II- 2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est la transmission des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles). On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II-2-1) Poutres principales :

➤ **Critère de rigidité :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{pour } L_{max} = 4.7 - 30 = 4.40\text{cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h_p \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h_p \leq 47\text{cm}$$

On adopte : ***h=40cm***

La hauteur de la poutre sera $b \geq \frac{h}{3} = 13.33\text{cm}$

On adopte : ***b=30cm***

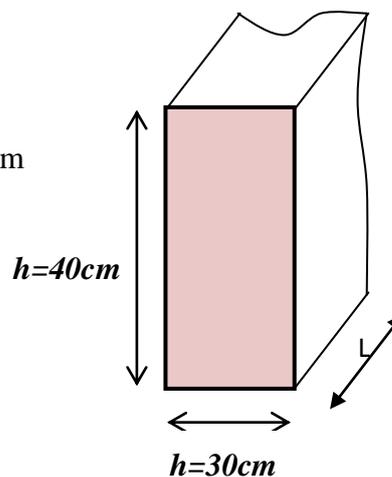


Fig. II-1 : Section transversale

de la poutre principale

➤ Vérification des conditions de RPA 99(v2003) :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$h_1 = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées

Donc on prend une section de $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ Vérification de flexibilité (selon BAEL) :

$$H/L \geq 1/16 \Rightarrow H \geq L/16$$

$$\Rightarrow H \geq 470/16 = 29.37 \text{ cm}$$

$$\text{On a } h_p = 40 \text{ cm} > 29.37 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

La condition de flexibilité est vérifiée, donc la section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ est convenable pour toutes les poutres principales.

II-2-2) Poutres secondaires :

➤ Critère de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h < \frac{L_{max}}{10} \quad \text{pour } L_{max} = 5.00 - 0.3 = 4.70\text{cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h_{CH} \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 47\text{cm}$$

On adopte: **$H_p = 35 \text{ cm}$**

La largeur de la poutre sera $b \geq \frac{h}{3} = 11.66\text{cm}$

On adopte: **$b = 30 \text{ cm}$**

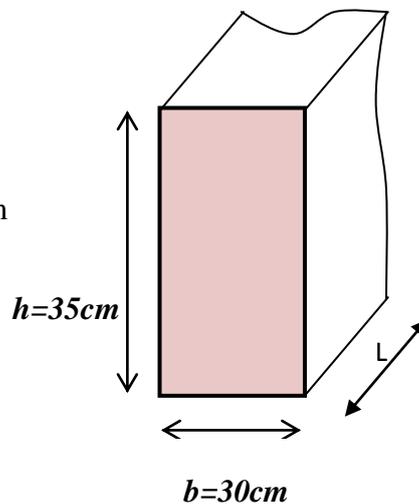


Fig. II-2) : Section transversale de la poutre secondaire

➤ Vérification des conditions de RPA 99(v2003) :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$h_1 = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées

Donc on prend une section de $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de flexibilité (selon BAEL) :**

$$H/L \geq 1/16 \Rightarrow H \geq L/16$$

$$\Rightarrow H \geq 465/16 = 29.06 \text{ cm}$$

On a $h_c = 35 \text{ cm} > 29.06 \text{ cm}$ CV

La condition de flexibilité est vérifiée, donc la section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ est convenable pour toutes les poutres principales.

❖ **Conclusion :**

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

➤ **Poutres principales :**

$$ht = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$ht = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

II-3) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux doivent résister à des charges apportées par le plancher qui leur reviennent, ils doivent être dimensionnés en satisfaisant les critères suivants :

- critère de résistance.
- critère de stabilité des formes.
- Les conditions de RPA99v2003.

Selon **B.A.E.L 91 :**

$$k \times B \times N_u \leq \frac{\theta \times B_r \times f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times f_{ed} \times A \Rightarrow B_r \geq \frac{k \times N_u \times \beta}{\theta \times \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{B} \times f_{ed}}$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

$$D'où $B_r = (a - 2)(b - 2)$ on a $a = b \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$.$$

- $\theta = 1$ on suppose que la durée d'action de la combinaison est > 24 heures.
- $k = 1$ on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1.50. \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

- $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

β : Coefficient de flambement des poteaux

λ : Élançement géométrique

On cherche d'atteindre $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures principales participent à la résistance (les armatures augmentent le plus efficacement la rigidité dans le plan du flambement).

$$\text{D'où } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1.2$$

On peut prendre

$$\square \quad \frac{A}{B_r} = \frac{1}{100} = 1\%$$

Avec : A : section d'acier (armatures longitudinales).

B : section du béton.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{1 \times 1,2}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times 0,01 \times 348} N_u$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0.064 \cdot N_u$$

À partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- N_u : Effort normal ultime.

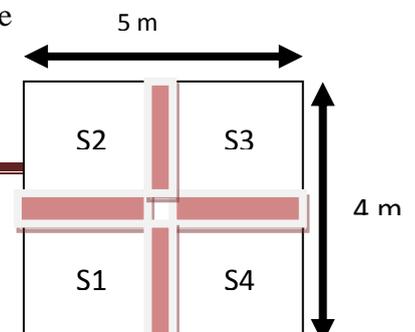
II- 4) Descente des charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface afférente

II-4-1) Calcul de l'effort normal sous poteau central ;

Promotion BRG 2016/2017



II-4-1-1) Charges permanentes :

a) Surface d'influence revenant au poteau :

➤ Sous plancher

$$\text{Sous G : } SG = [(2,5+2,5)-0,3] \times [(2,5+1,5)-0,3] = 17,39 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous P : } SP = 5 \times 4 = 20 \text{ m}^2$$

b) Poids propre de poutre :

➤ Sous plancher :

centrale

$$\text{Poutres principales : } G_{pp} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times (5-0,3) = 14,1 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaire : } G_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times (4-0,3) = 9,7125 \text{ KN}$$

Fig II-4 : poteau

c) Poids des planchers :

$$\text{Plancher terrasse : } G = 6,51 \times 17,39 = 113,20 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher courant : } G = 5,24 \times 17,39 = 91,7755 \text{ KN}$$

d) Poids propre des poteaux :

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leurs sections définitives seraient fixées.

❖ Remarque :

Dans un premier temps on prend une section minimale de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ satisfaisant les exigences du (RPA 99 version 2003) en Zone I.

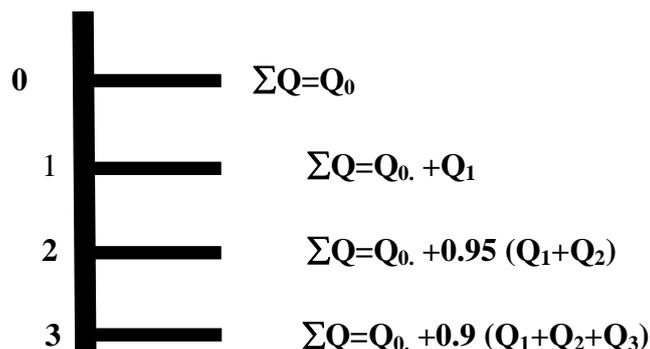
II-4-1-2) Surcharges d'exploitation :

a) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

➤ **Coefficients de dégression des charges :**



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

$$\Sigma Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2 \times n}\right) \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Fig :II-5 :Loi de dégression des charges :

Niveau	Sous terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S sol
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65

Tableau II.1 : Coefficients de dégression des surcharges

b) calcule des surcharges d’exploitations :

$$Q_9 = 20 \times 1 = 20 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 20 + (1,5 \times 20) = 50 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 20 + 0,95 (2 \times 30) = 77 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 20 + 0,9 (30 + 30 + 30) = 101 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 20 + 0,85 (30 + 30 + 30 + 30) = 122 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 20 + 0,80 (30 + 30 + 30 + 30 + 30) = 140 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 20 + 0,75 (30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30) = 155 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 20 + 0,714 (30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30) = 170 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 20 + 0,687 (30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30) = 185 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 20 + 0,667 (30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30) = 200 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{s.sol}} = 20 + 0,65 (30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30 + 30) = 215 \text{ KN}$$

• **Exemple de calcul :**

➤ **Charges permanentes :**

- Plancher corps-crew : $6,51 \times 17,39 = 113,20 \text{ KN}$
- Poutres principales : $G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (5-0,3) = 14,1 \text{ KN}$
- Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (4-0,3) = 9,7125 \text{ KN}$
- Poids de poteaux : $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$

$$G = 143,90 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation** = poids de l'eau + surcharge d'entretien

$$Q = 20 \times 1 = 20 \text{ KN}$$

- $N_{u9} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(143,90) + 1,5(20) = 224,28 \text{ KN}$

$$B_r \geq 0,064 \times 224,28 \times 10^{-3} = 0,014353 \text{ m}^2 = 143,53 \text{ cm}^2 \quad a = 13,98 \text{ cm} \rightarrow$$

Soit un poteau de section (35x35) cm²

Tableau II-2 : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central

Niveaux	Charges Permanentes [KN]				G (KN)	G' (KN)	Surchar ge d'exploit ation Q (KN)	Efforts Normaux ULTIME S [KN] N =1.35G'+ 1.5Q	Sections [cm ²] Br= 0.064* Nu (Cm ²)	Section Adopté e (Cm ²)
	Poids des planch ers (KN)	Poids des poutr es (KN)	Poids des chainag es (KN)	Poids des potea ux (KN)						
	9	113,20	14,1	9,7125						
8	94,775 5	14,1	9,7125	6,885	125,47 3	269,37 3	50	438,653	280,73	35x35
7	94,775 5	14,1	9,7125	6,885	125,47 3	394,84 6	77	648,5421	415,06	35x35

6	94,775 5	14,1	9,7125	6,885	125,47 3	520,31 9	101	853,9306	546,51	35x35
5	94,775 5	14,1	9,7125	6,885	125,47 3	645,79 2	122	1054,8192	675,08	40x40
4	94,775 5	14,1	9,7125	6,885	125,47 3	771,26 5	140	1251,2077	800,77	40x40
3	94,775 5	164,1	9,7125	6,885	125,47 3	896,73 8	155	1443,096	923,58	45x45
2	94,775 5	14,1	9,7125	6,885	125,47 3	1022,2 1	170	1634,9848	1046,3 9	45x45
1	94,775 5	14,1	9,7125	6,885	125,47 3	1147,6 8	185	1826,8734	1169,2	50x50
RD C	94,775 5	14,1	9,7125	9,18	127,76	1275,4 4	200	2018,762	1292	50x50
S.sol	94,775 5	14,1	9,7125	9,18	127,76	1403,2	215	2210,6505	1439,7 7	55x55

II-4-3) Vérification des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

Il faut vérifier si $\lambda < 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} l_f = l_0 \\ i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \end{cases}$$

λ : Élancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 \cdot L_0$)

i : Rayon de gyration ($i = [I/B]^{1/2}$)

I : Moment d'inertie ($I = bh^3 / 12$)

B : Section transversale du Poteau ; ($B = a \cdot b$)

L_0 : Longueur libre du poteau ;

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

1-Poteaux du 9eme, 8eme, 7eme, 6em:	$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,35 = 21,16 < 50$	→ Vérifiée
2-Poteaux du 5éme, 4éme	$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,40 = 18,51 < 50$	→ Vérifiée
3-Poteaux du 3éme, 2éme	$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,45 = 16,46 < 50$	→ Vérifiée
4-Poteaux du 1ere	$\lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,50 = 14,81 < 50$	→ Vérifiée
5-Poteaux du RDC	$\lambda = 2,42 \times 4,08 / 0,50 = 19,75 < 50$	→ Vérifiée

6-poteaux Sous-sol

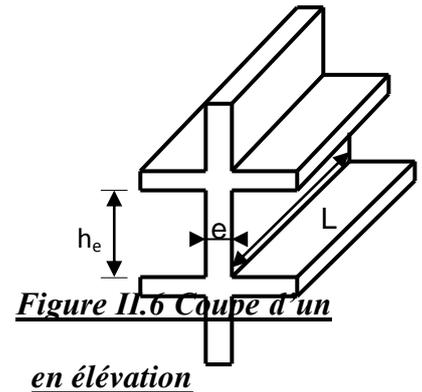
$$: \lambda = 2,42 \times 4,08 / 0,55 = 17,95 < 50$$

→ Vérifiée

II-4-4) Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.



voile

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure (II.6).

c.à.d : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99 :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

$$\text{Pour } h=h_e \rightarrow e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e /22 , h_e /20)$$

$$h_e=3,06\text{m} \rightarrow e \geq \max (15 ; 12,24 ; 13,91 ; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm} \rightarrow \text{donc on prend une épaisseur de :}$$

- 25 cm** au niveau du sous-sol et du RDC.
- 20cm** au 1er ,2eme ,3eme.
- 15cm** à partir du 4eme étages jusqu'au terrasse.

III-1) Etude du plancher :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et assurant essentiellement la transmission des charges aux éléments porteurs. Ils ont une bonne isolation thermique et phonique et pour des raisons d'économie et de rapidité d'exécution nous avons opté pour des planchers en corps creux.

III-2) Pré dimensionnement de plancher :

Le plancher est dimensionné à partir du critère de flèche :

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{25}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus de chaînage.

h_t : épaisseur du plancher.

$$L_{\max} = (5,00 - 0,3) = 4,70\text{m} \quad \Rightarrow \quad h_t = \frac{470}{22,5} = 21\text{cm}$$

Soit : $h_t = 21\text{cm}$.

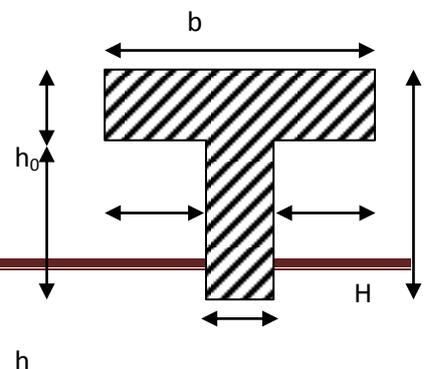
Alors Nous adoptons un plancher à corps creux de type (16 + 5) cm.

H= 16cm : hauteur du corps creux.

h_0 =5cm : hauteur de la dalle de compression

III-3) Etude des poutrelles :

III-3-1) dimensionnement des poutrelles :



❖ Déterminations de la largeur de la table de compression :

➤ La hauteur du plancher $h_t = 21 \text{ cm}$

➤ Epaisseur de dalle de compression $h_0 = 5 \text{ cm}$

$$0.4 h_t < b_0 < 0.8 h_t \quad = 0.084 < b_0 < 0.168$$

Donc $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left[\frac{b - b_0}{2}; \frac{l}{10} \right] \quad \text{Avec } b \text{ généralement } = 60 \text{ cm}$$

• longueur de la poutrelle $500 - 30 = 470 \text{ cm}$

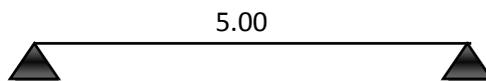
$$b_1 = \min \left[\frac{60 - 12}{2}; \frac{470}{10} \right], \quad b_1 = \min [24; 47] \quad \text{alors } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

III-3-2) les différents types des nervures :

Nous avons cinq types de poutrelles :

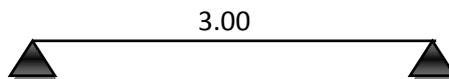
• **Type 01 :** (isolée)



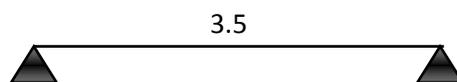
• **Type 02 :** (continue)



• **Type 03 :** (isolée)



• **Type 04 :** (isolée)



• **Type 05 :** (continue)



*Le tableau ci-après donne les types des poutrelles pour chaque plancher :

Tableau III-3-1 : Les types des poutrelles pour chaque niveau.

<i>Plancher</i>	Type1	Type2	Type3	Type4	Type5
<i>Terrasse inaccessible</i>	✓	✓			
<i>Haut 7^{eme} et 8^{eme} Etage</i>	✓	✓	✓		
<i>Haut RDC jusqu'au 7^{eme} Etage</i>	✓	✓	✓	✓	
<i>Haut sous-sol</i>	✓	✓	✓		✓

a) la charge linéique à appliquer sur les nervures :

➤ **plancher terrasse**

Cas d'une poutrelle intermédiaire :

$$ELU : P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \cdot 6.51 + 1.5 \cdot 1) \times 0.6 = 6.17 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : P_{ser} = (G + Q) \times 0.6 = (6.51 + 1) \times 0.6 = 4.50 \text{ KN/ml}$$

➤ **plancher d'étage courant**

$$ELU : P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \cdot 5.45 + 1.5 \cdot 1.5) \times 0.6 = 5.76 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : P_{ser} = (G + Q) \times 0.6 = (5.45 + 1.5) \times 0.6 = 4.17 \text{ KN/ml}$$

➤ **plancher d'étage RDC**

$$ELU : P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 3.5) \times 0.6 = 7.56 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : P_{ser} = (G + Q) \times 0.6 = (5.45 + 3.5) \times 0.6 = 5.37 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des sollicitations :

➤ **Méthode forfaitaire (d'après BAEL91)**

Condition d'application pour cette méthode :

- la fissuration est peu préjudiciable
- l'inertie est constante
- Le rapport des travées successives devra vérifier $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- $Q < \max(5\text{KN/m}^2; 2G)$

Toutes les conditions sont satisfaites pour les poutrelles type 1, type 3 et type 4

D'où la méthode de Caquot pour type 2, type 5

➤ coefficient α :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{étage..Courant} : \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.45} = 0.21 \\ * \text{étage..Terrasse} : \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.51} = 0.13 \\ * \text{RDC(comerçe)} : \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{3.5+5.45} = 0.39 \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments (méthode de calcul)

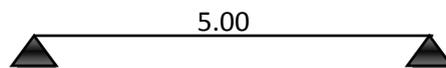
Les moments en travées

$$\text{Condition (1)} \quad \longrightarrow \quad M_t \geq (1+0.3\alpha)M_0 - \frac{(M_w - M_e)}{2} \rightarrow \text{cond..générale}$$

$$\text{Condition (2)} \quad \longrightarrow \quad M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \rightarrow \text{travée..de..rive}$$

$$\text{Condition (3)} \quad \longrightarrow \quad M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \rightarrow \text{travée..int ermédiare}$$

b-1) Nervure type 1 $P_u=5.76 \text{ KN/ml}$:



b-1-1) Cas étage courant:

➤ **Calcul des moments :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85P_u \frac{L^2}{8} = 15,3 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

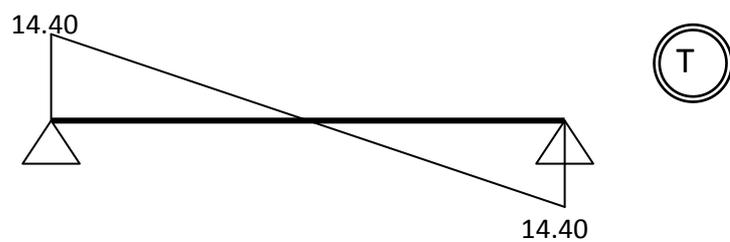
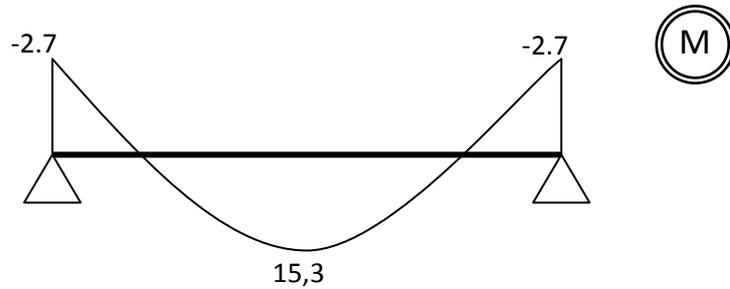
$$M_a = 0,15M_0 = 2,7 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul des efforts tranchants :**

$$V = \frac{qxl}{2} = \frac{5,76 \times 5,00}{2} = 14,4 \text{ KN}$$

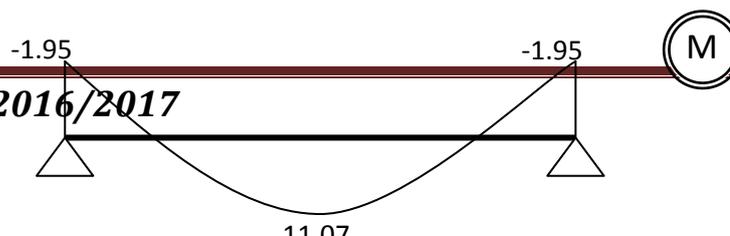
➤ **diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :**

- **Etage courant :**



-A L'ELS :

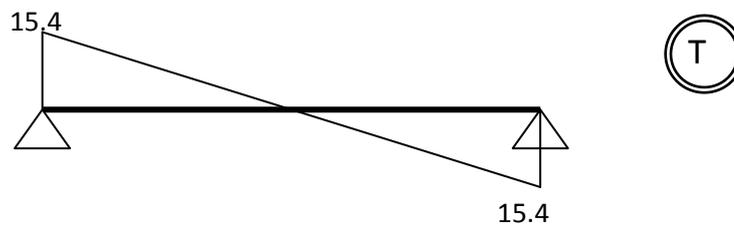
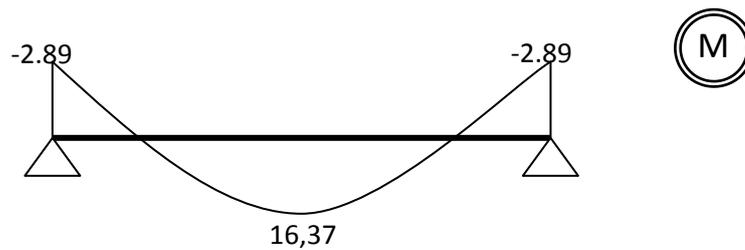
$$\frac{P_{ser}}{P_u} = 0.724$$



- Etage terrasse :

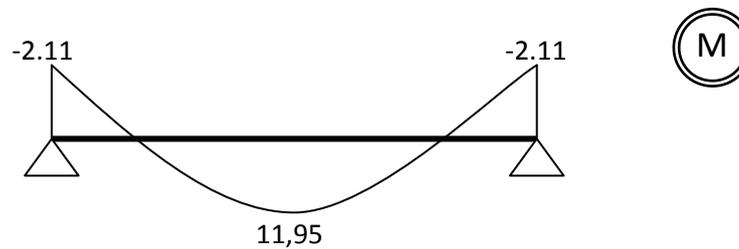
$$\frac{P_u(\text{étage..terrasse})}{P_u(\text{étage..courant})} = 1.07$$

- il suffit de multiplier les grandeurs des diagrammes d'étage courant par le coefficient (1.07)



-A L'ELS :

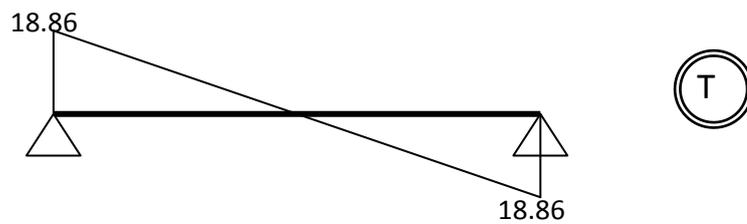
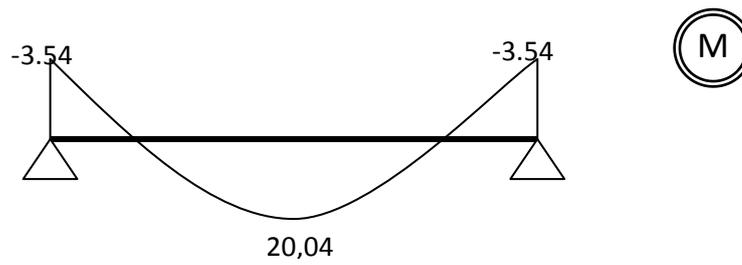
$$\frac{P_{ser}}{P_u} = 0.73$$



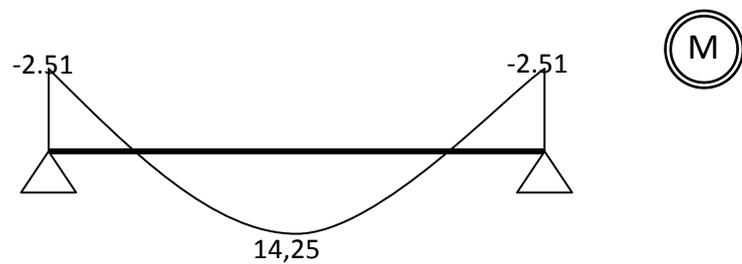
- Etage RDC :

$$\frac{P_u(RDC)}{P_u(\text{étage..courant})} = 1.31$$

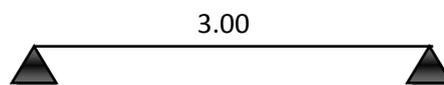
- il suffit de multiplier les grandeurs des diagrammes d'étage courant par le coefficient (1.31)



$$\frac{P_{ser}}{P_u} = 0.711$$



b-2) Nervure type 03 $P_u=5.76$ KN/ml :



b-2-1) Cas étage courant:

➤ Calcul des moments :

- En travée :

$$M_a = 0,85M_0 = 0,85P_u \frac{L^2}{8} = 5,51KN.m$$

- En appui :

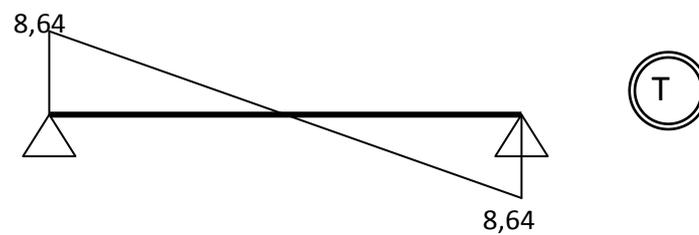
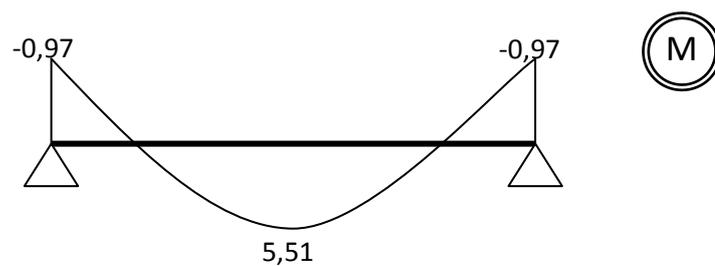
$$M_a = 0,15M_0 = 0,97 \text{ KN.m}$$

➤ calcul des efforts tranchants :

$$V = \frac{qxl}{2} = \frac{5,76 \times 3,00}{2} = 8,64 \text{ KN.m}$$

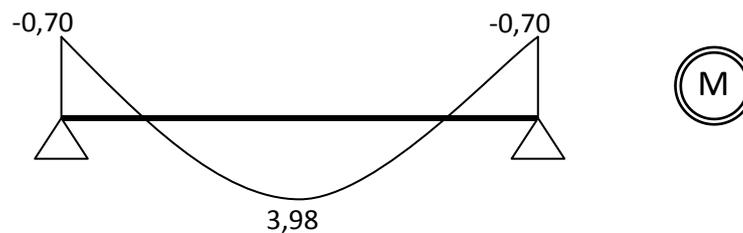
➤ diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

• Etage courant :



-A L'ELS :

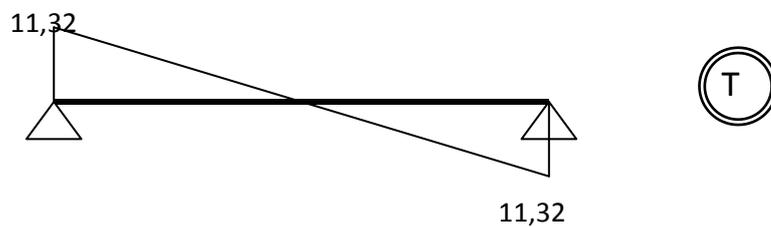
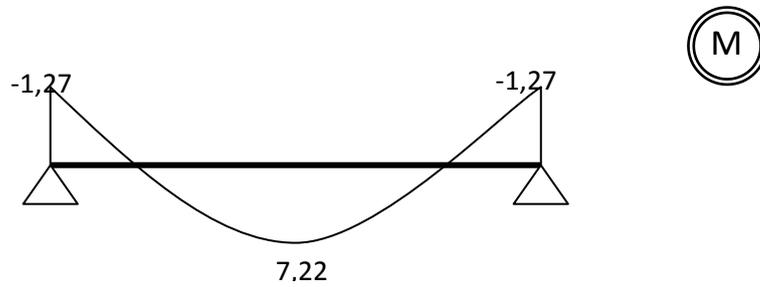
$$\frac{P_{ser}}{P_u} = 0,724$$



- Etage RDC :

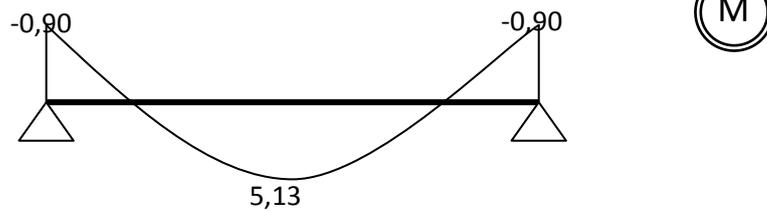
$$\frac{P_u(RDC)}{P_u(\text{étage..courant})} = 1.31$$

- il suffit de multiplier les grandeurs des diagrammes d'étage courant par le coefficient (1.31)

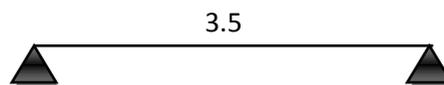


-A L'ELS

$$\frac{P_{ser}}{P_u} = 0.711$$



b-3) Nervure type 04 $P_u=5.76$ KN/ml :



b-3-1) Cas étage courant:

➤ Calcul des moments :

- En travée

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85P_u \frac{L^2}{8} = 7,49 \text{ KN.m}$$

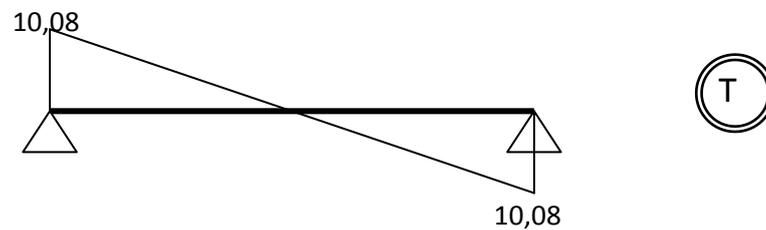
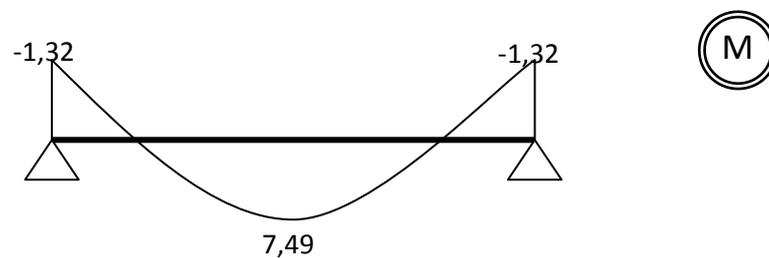
- En appui
 $M_a = 0.15M_0 = 1,32\text{KN.m}$

➤ calcul des efforts tranchants

$$V = \frac{qxl}{2} = \frac{5,76 \times 3,50}{2} = 10,08\text{KN.m}$$

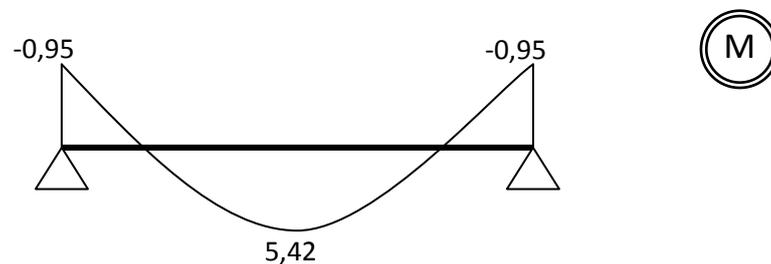
➤ diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

- Etage courant :



-A L'ELS :

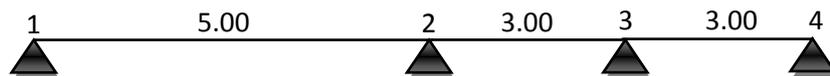
$$\frac{P_{ser}}{P_u} = 0.724$$



b-4) Nervure type 05 $P_u=5.76$ KN/ml:

b-4-1) Cas De plancher RDC :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier alors en applique la méthode de Caquot.



Principe de la méthode :

Cette méthode, due à Albert Caquot repose sur la méthode "des trois moments" qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales de la ligne Moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus Important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charge d'exploitation.

❖ **les sollicitations pour une poutrelle de trois travées :**

✓ **Les moments sur les appuis :**

-Charge uniformément repartie :

Le moment de chaque appui (i) sera calculé par la formule suivante :

$$M_i = -\frac{P_w \times l'_w{}^3 + P_e \times l'_e{}^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

Avec :

- $l' = l \Rightarrow$ travée de rive
 - $l' = 0,8xl \Rightarrow$ travée intermédiaires
 - l'_w, l'_e : la travée gauche et la travée droite par rapport à l'appui considéré
- $$\left. \begin{array}{l} l'_{12} = l_{12} = 5,00m \\ l'_{34} = l_{34} = 3,00m \end{array} \right\} \text{Travée de rive}$$
- $l'_{23} = 0,8xl_{23} = 2,40m \longrightarrow$ Travée intermédiaire.

- $K = \frac{2}{3} \rightarrow$ coefficient de réduction
- $P_w = P_e = P_u (1,35x(K.G) + 1,5xQ)xb$
- $P_u = (1,35x\frac{2}{3}5,45 + 1,5x3,5)x0,6 = 6,1KN / ml$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -\frac{6,1 \times 5,00^3 + 6,1 \times 2,40^3}{8,5 \times (5,00 + 2,40)} = -13,46KN.m$$

$$M_3 = -\frac{6,1 \times 2,40^3 + 6,1 \times 3,00^3}{8,5 \times (2,40 + 3,00)} = -5,42KN.m$$

$$M_4 = 0$$

- ✓ Détermination de l'effort tranchant :

-Charge uniformément répartie :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{qxl}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ V_e = V_w - P_u xl \end{array} \right.$$

▪ Travées (1-2) :

$$l = 5,00m$$

$$M_w = 0KN.m$$

$$M_e = -13,46KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{6,1 \times 5,00}{2} + \frac{-13,46 - 0}{5,00} = 12,56KN \\ V_e = 12,56 - (6,1 \times 5,00) = -17,94KN \end{array} \right.$$

▪ Travées (2-3) :

$$l = 3,00m$$

$$M_w = -13,46KN.m$$

$$M_e = -5,42KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{6,1 \times 3,00}{2} + \frac{-5,42 - (-13,46)}{3,00} = 11,83KN \\ V_e = 11,83 - (6,1 \times 3,00) = -6,47KN \end{array} \right.$$

▪ Travées (3-4) :

$$l = 3,00m$$

$$M_w = -5,42KN.m$$

$$M_e = 0KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{6,1 \times 3,00}{2} + \frac{0 - (-5,42)}{3,00} = 10,95KN \\ V_e = 10,95 - (6,1 \times 3,00) = -7,34KN \end{array} \right.$$

✓ Détermination des moments en travées :

-Charge uniformément répartie :

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{V_w^2}{P} + M_w$$

▪ Travées (1-2) :

$$V_w = 12,56KN$$

$$M_w = 0KN.m$$

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{(12,56)^2}{6,1} + 0 = 12,93KN.m$$

▪ Travées (2-3) :

$$V_w = 11,83KN$$

$$M_w = -13,46KN.m$$

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{(11,38)^2}{6,1} + (-13,46) = -1,98KN.m$$

▪ Travées (3-4) :

$$V_w = 10,95KN$$

$$M_w = -5,42KN.m$$

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{(10,95)^2}{6,1} + (-5,42) = 4,41 \text{KN.m}$$

❖ Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELU (type 5)

Tableau III-1 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.U (type 5).

Etage courant	Moment en appuis(KN.m)			
	M_1	M_2	M_3	M_4
	0	-13,46	-5,42	0
	Moment en travée(KN.m)			
	M_{1-2}	M_{2-3}	M_{3-4}	
12,93	-1,98	4,41		

Tableau III-2 : récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.U (type 5).

Etage courant	Effort tranchant(KN)					
	Travées (1-2)		Travées (2-3)		Travées (3-4)	
	V_1	V_2	V_2	V_3	V_3	V_4
	12,56	-17,94	11,83	-6,47	10,95	-7,34

Figure III-3-2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U.

Nervure type 5 :

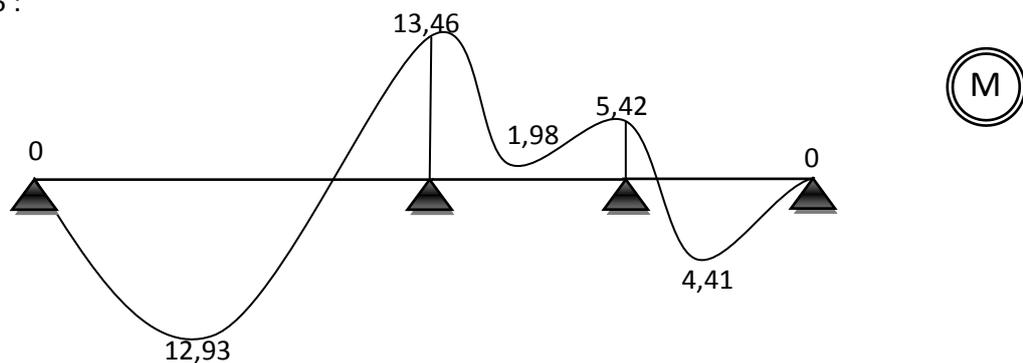


Figure III-3-3 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.U.

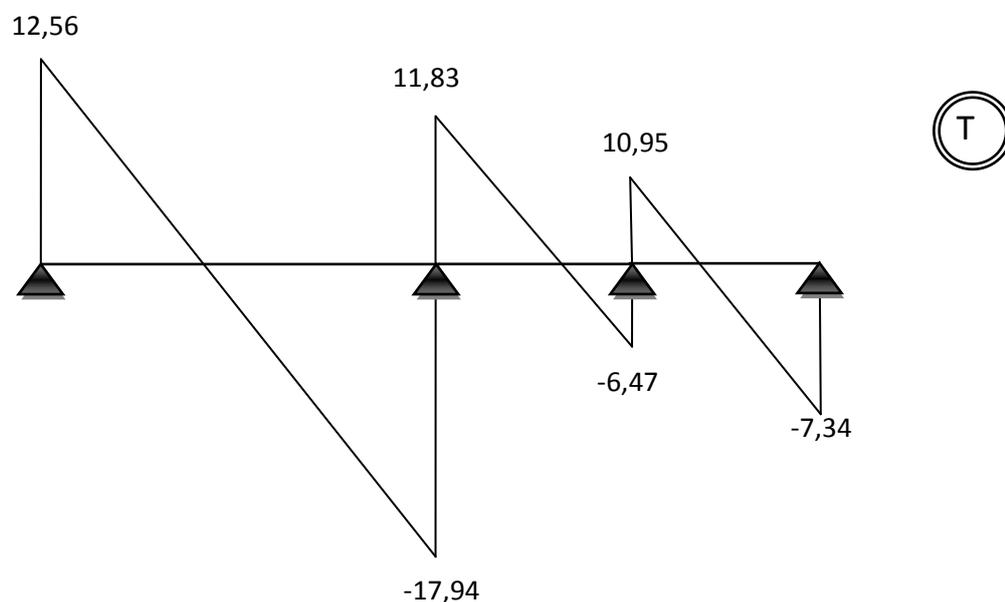


Tableau III-3 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.S (type 5).

❖ récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELS (type 5) :

Etage courant	Moment en appuis(KN.m)			
	M_1	M_2	M_3	M_4
	0	-9,42	-3,80	0
	Moment en travée(KN.m)			
	M_{1-2}	M_{2-3}	M_{3-4}	
	9,05	-1,38	3,09	

Tableau III-4 : récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.S (type 5).

Etage courant	Effort tranchant(KN)					
	Travées (1-2)		Travées (2-3)		Travées (3-4)	
	V ₁	V ₂	V ₂	V ₃	V ₃	V ₄
	8,8	-12,55	8,28	-4,52	7,66	-5,14

Figure III-3-4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.S.

Nervure type 5 :

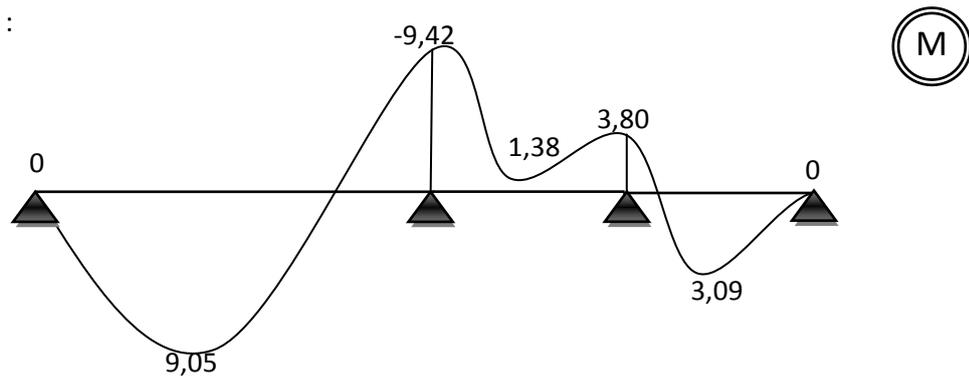
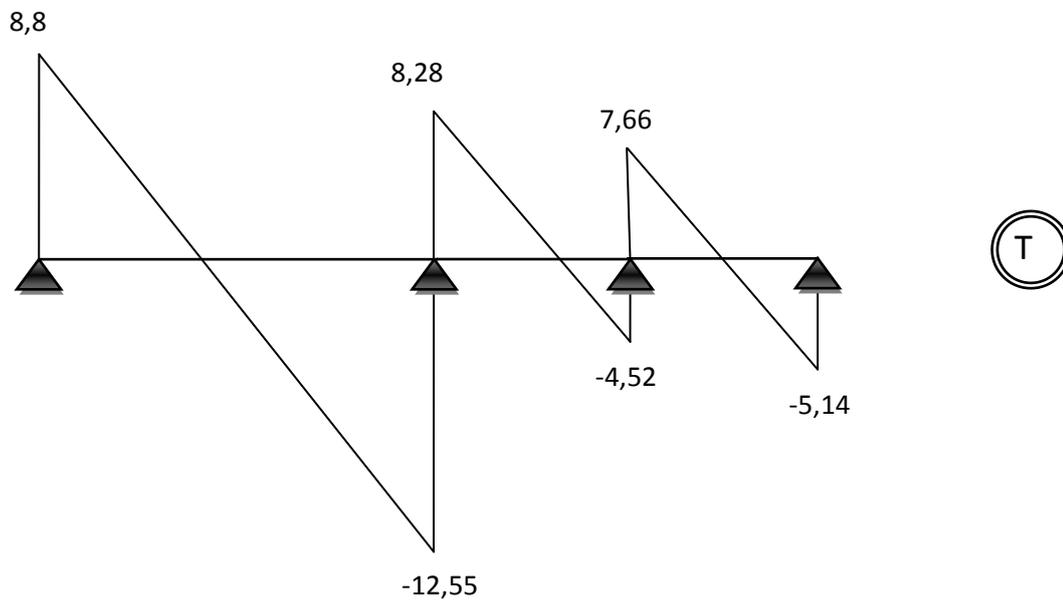


Figure III-3-5 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.S.



b-3) Nervure type 02 $P_u = 5.76 \text{ KN/ml}$:

b-3-1) Cas d'étage courant :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier alors en applique la méthode de Caquot.



$$M_i = -\frac{P_w \times l'_w{}^3 + P_e \times l'_e{}^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

- $l' = l \Rightarrow$ travée de rive
- $l' = 0,8xl \Rightarrow$ travée intermédiaires
- l'_w, l'_e : la travée gauche et la travée droite par rapport a l'appui considéré

$$\left. \begin{array}{l} l'_{12} = l_{12} = 5,00m \\ l'_{45} = l_{45} = 5,00m \end{array} \right\} \text{Travée de rive}$$

$$\left. \begin{array}{l} l'_{23} = 0,8xl_{23} = 2,40m \\ l'_{34} = 0,8xl_{34} = 2,40m \end{array} \right\} \text{Travée intermédiaire}$$

- $K = \frac{2}{3} \rightarrow$ coefficient de réduction
- $P_w = P_e = P_u (1,35x(K.G) + 1,5xQ)xb$

- $P_u = (1,35 \times \frac{2}{3} \times 5,45 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 4,29 \text{ KN} / \text{ml}$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -\frac{4,29 \times 5,00^3 + 4,29 \times 2,40^3}{8,5 \times (5,00 + 2,40)} = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{4,29 \times 2,40^3 + 4,29 \times 2,40^3}{8,5 \times (2,40 + 2,40)} = -2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{4,29 \times 2,40^3 + 4,29 \times 5,00^3}{8,5 \times (2,40 + 5,00)} = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0$$

✓ **Détermination de l'effort tranchant :**

-Charge uniformément répartie :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{P_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ V_e = V_w - P_u \times l \end{array} \right.$$

▪ **Travées (1-2) :**

$$l = 5,00 \text{ m}$$

$$M_w = 0$$

$$M_e = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$V_w = \frac{4,29 \times 5,00}{2} + \frac{-9,47 - 0}{5,00} = 8,83 \text{ KN}$$

$$V_e = 8,83 - (4,29 \times 5,00) = -12,62 \text{ KN}$$

▪ Travées (2-3) :

$$l = 3,00 \text{ m}$$

$$M_w = -9,47$$

$$M_e = -2,71 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{4,29 \times 3,00}{2} + \frac{-2,71 - (-9,47)}{3,00} = 8,69 \text{ KN} \\ V_e = 8,69 - (4,29 \times 3,00) = -4,18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

▪ Travées (3-4) :

$$l = 3,00 \text{ m}$$

$$M_w = -2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{4,29 \times 3,00}{2} + \frac{-9,47 - (-2,71)}{3,00} = 4,18 \text{ KN} \\ V_e = 4,18 - (4,29 \times 3,00) = -8,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

▪ Travées (4-5) :

$$l = 5,00 \text{ m}$$

$$M_w = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{4,29 \times 5,00}{2} + \frac{0 - (-9,47)}{5,00} = 12,62 \text{ KN} \\ V_e = 12,62 - (4,29 \times 5,00) = -8,83 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Détermination des moments en travées :**

-Charge uniformément répartie :

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{V_w^2}{P} + M_w$$

▪ **Travées (1-2) :**

$$V_w = 8,83 \text{ KN}$$

$$M_w = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{(8,83)^2}{4,29} + 0 = 9,1 \text{ KN.m}$$

▪ **Travées (2-3) :**

$$V_w = 8,69 \text{ KN}$$

$$M_w = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{(8,69)^2}{4,29} + (-9,47) = -0,67 \text{ KN.m}$$

▪ **Travées (3-4) :**

$$V_w = 4,18 \text{ KN}$$

$$M_w = -2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{1}{2} x \frac{(4,18)^2}{4,29} + (-2,71) = -0,67 \text{ KN.m}$$

▪ **Travées (4-5) :**

$$V_w = 12,56 \text{ KN}$$

$$M_w = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{1}{2} \times \frac{(12,62)^2}{4,29} + (-9,47) = 9,1 \text{ KN.m}$$

❖ Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELU (type 5)

Tableau III-5 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.U (type 5).

Etage courant	Moment en appuis(KN.m)				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5
	0	-9,47	-2,71	-9,47	0
	Moment en travée(KN.m)				
	M_{1-2}	M_{2-3}	M_{3-4}	M_{4-5}	
	9,1	-0,67	-0,67	9,1	

Tableau III-6 : récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.U (type 5).

Etage courant	Effort tranchant(KN)							
	Travées (1-2)		Travées (2-3)		Travées (3-4)		Travées (4-5)	
	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5	V_6	V_7	V_8
	8,83	-12,62	8,69	-4,18	4,18	-8,69	12,62	-8,83

Nervure type 02 :

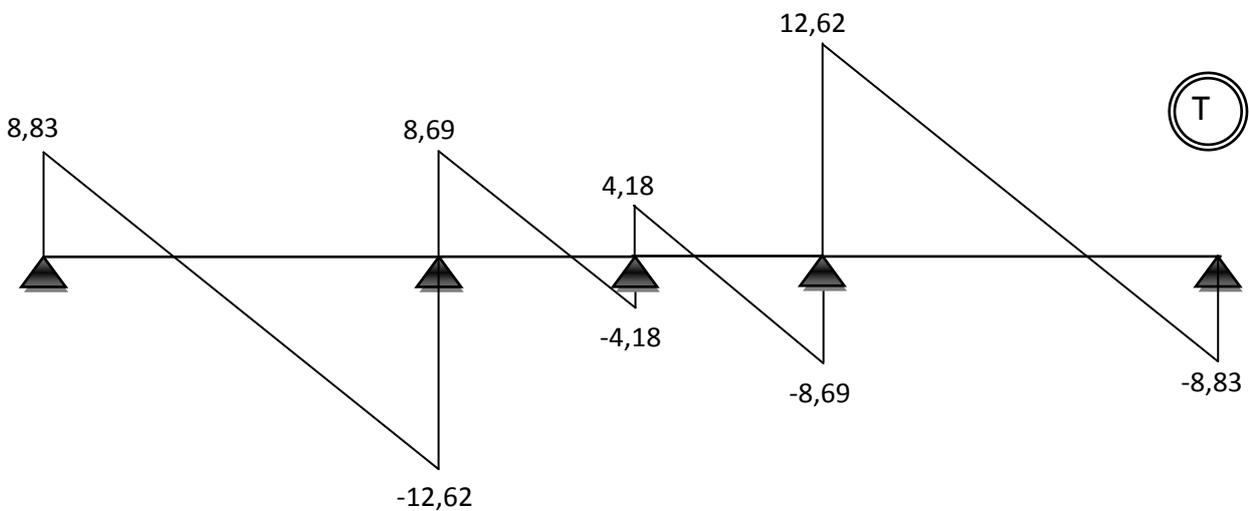
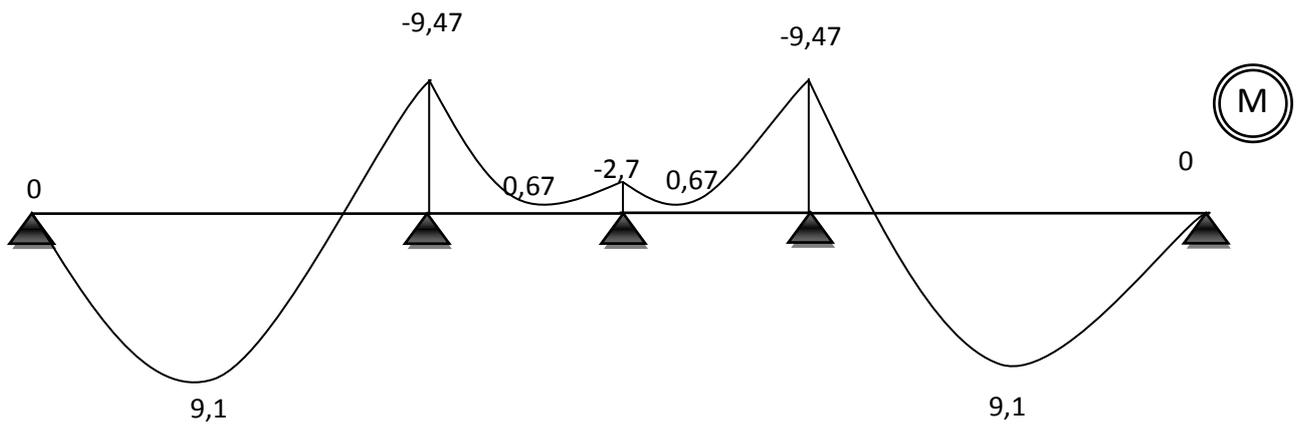


Figure III-3-7 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.U.

❖ Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELS (type 5)

Tableau III-7 : récapitulatif des moments fléchissant à l'E.L.S (type 5).

Etage courant	Moment en appuis(KN.m)				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5
	0	-6,72	-1,92	-6,72	0
	Moment en travée(KN.m)				
	M_{1-2}	M_{2-3}	M_{3-4}	M_{4-5}	

	6,46	-0,47	-0,47	6,46
--	------	-------	-------	------

Tableau III-8: récapitulatif d'efforts tranchants à l'E.L.S (type 5).

Etage courant	Effort tranchant(KN)							
	Travées (1-2)		Travées (2-3)		Travées (3-4)		Travées (4-5)	
	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈
	6,27	-8,96	6,17	-2,96	2,96	-6,17	8,96	-6,27

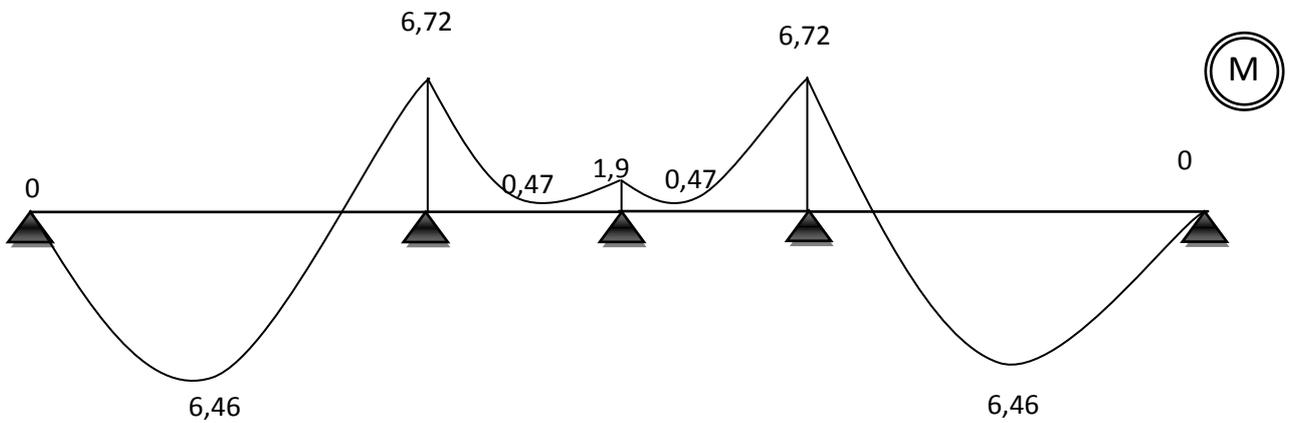


Figure III-3-8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.S.

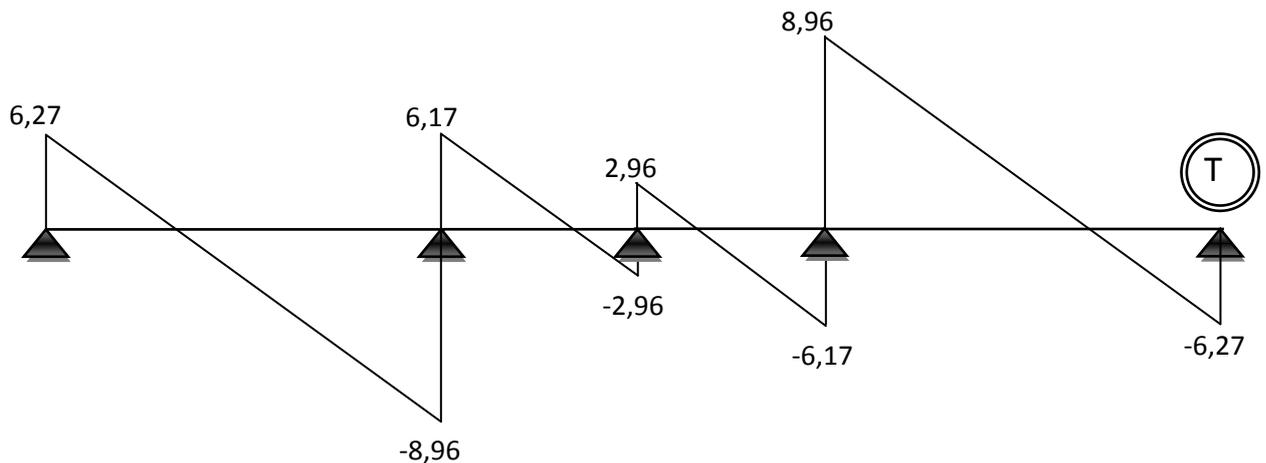


Figure III-3-9 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.S.

- Etage terrasse

$$\frac{P_u(\text{étage..terrasse})}{P_u(\text{étage..courant})} = 1,03$$

- il suffit de multiplier les grandeurs des diagrammes d'étage courant par le coefficient (1,03)

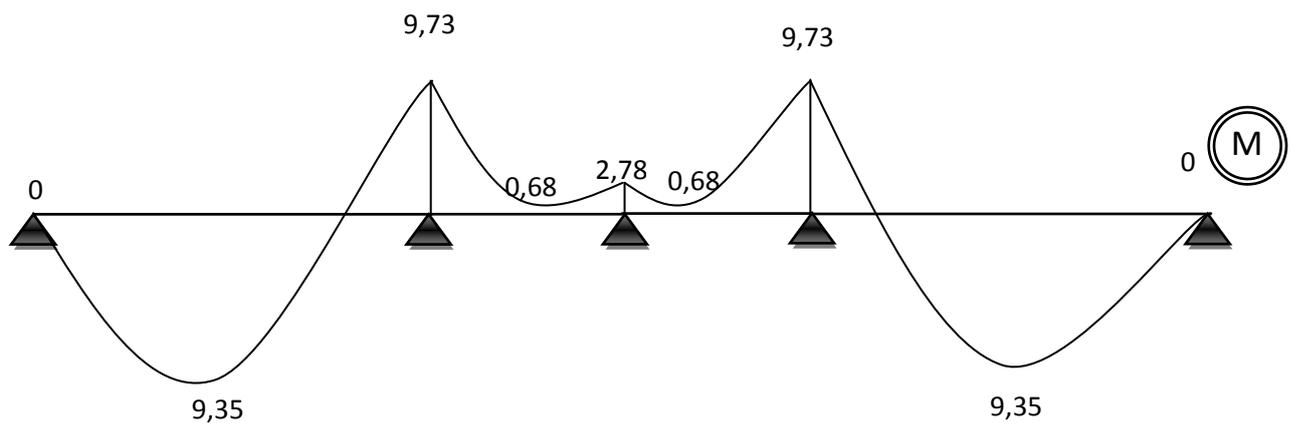


Figure III-3-10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U.

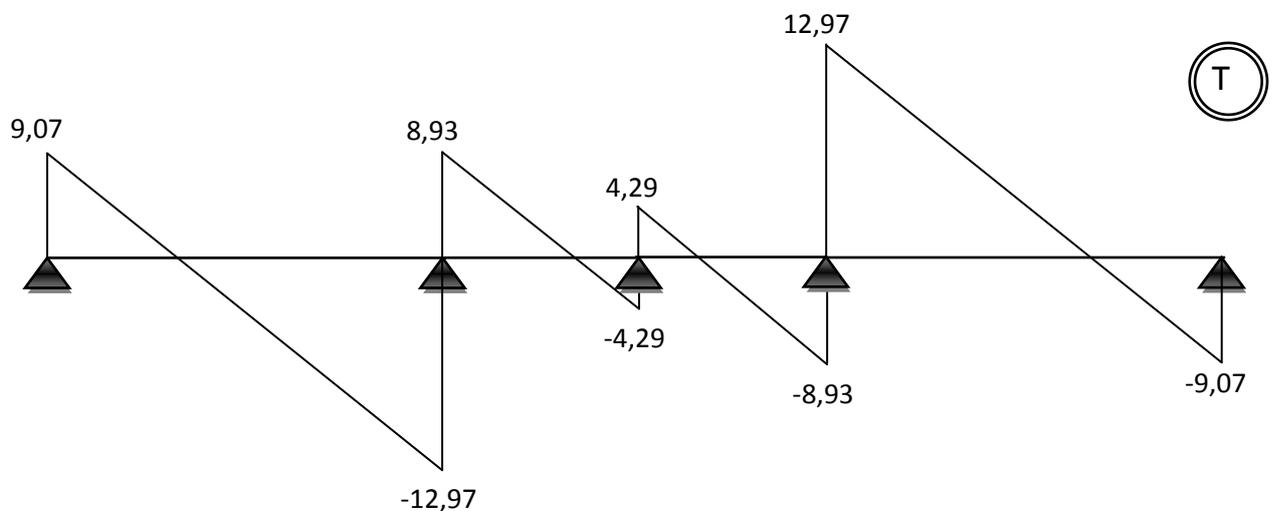


Figure III-3-11 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.U.

-A L'ELS

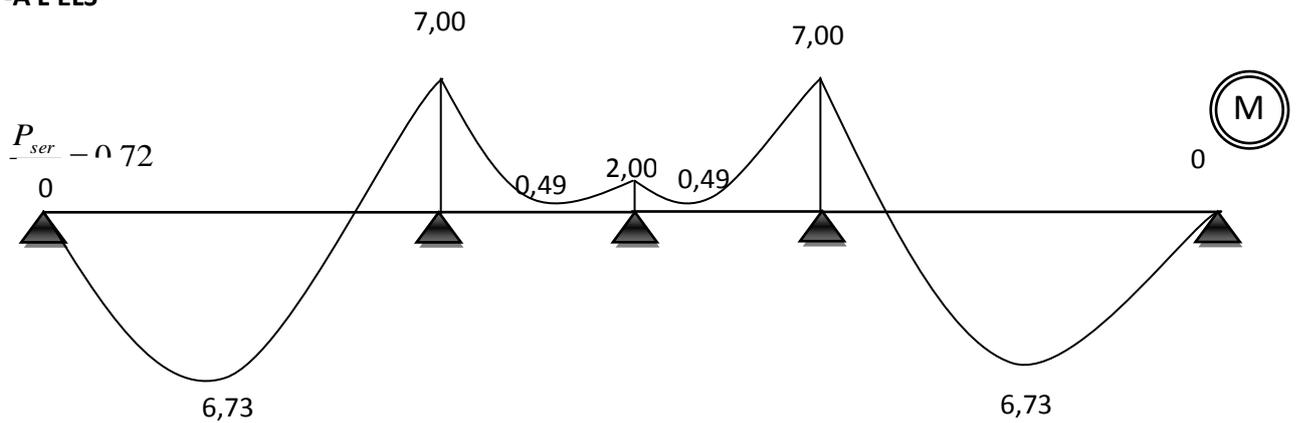


Figure III-3-12 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.S.

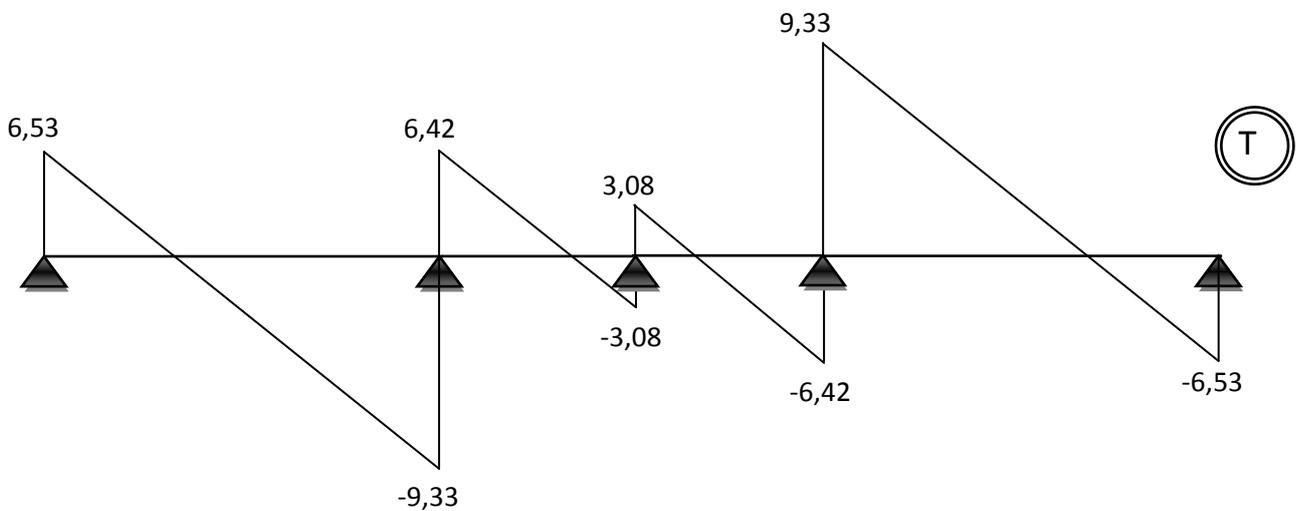


Figure III-3-13 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.S.

- Etage RDC

$$\frac{P_u(RDC)}{P_u(\text{étage..courant})} = 1,42$$

- il suffit de multiplier les grandeurs des diagrammes d'étage courant par le coefficient (1,42)

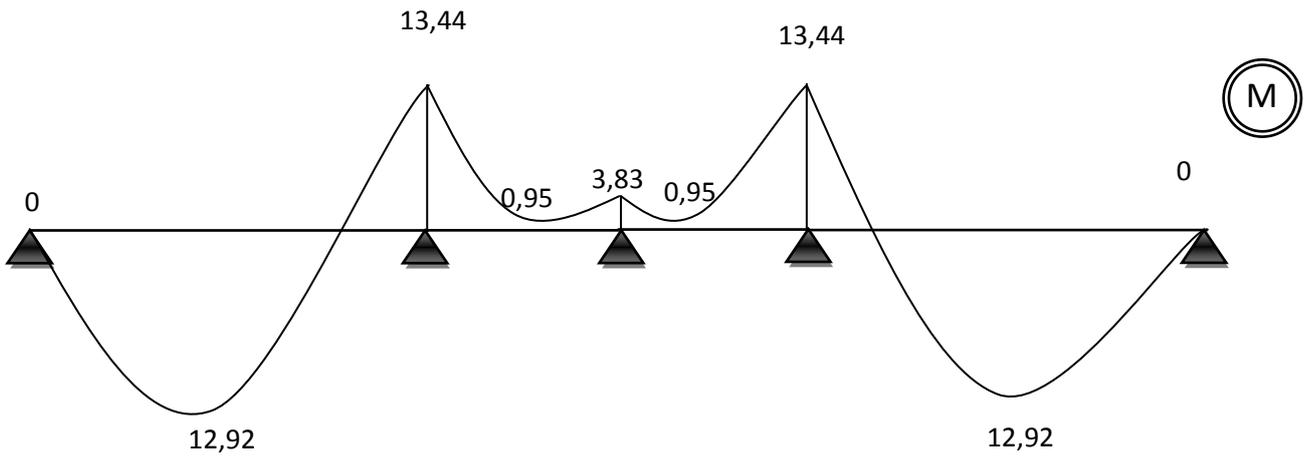


Figure III-3-14 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U.

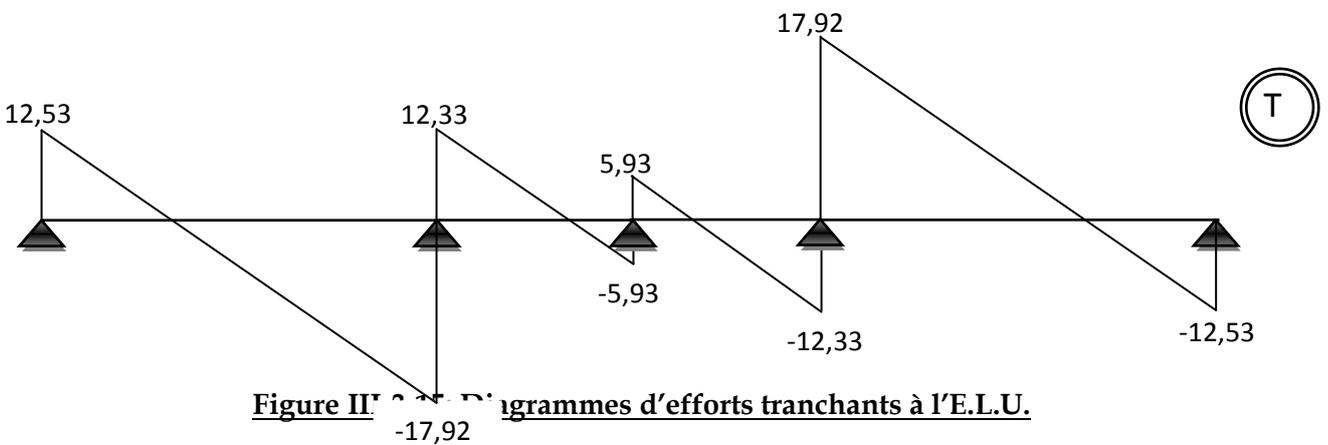


Figure II' 3-14 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.U.

A L'ELS :

$$\frac{P_{ser}}{P_u} = 0.70$$

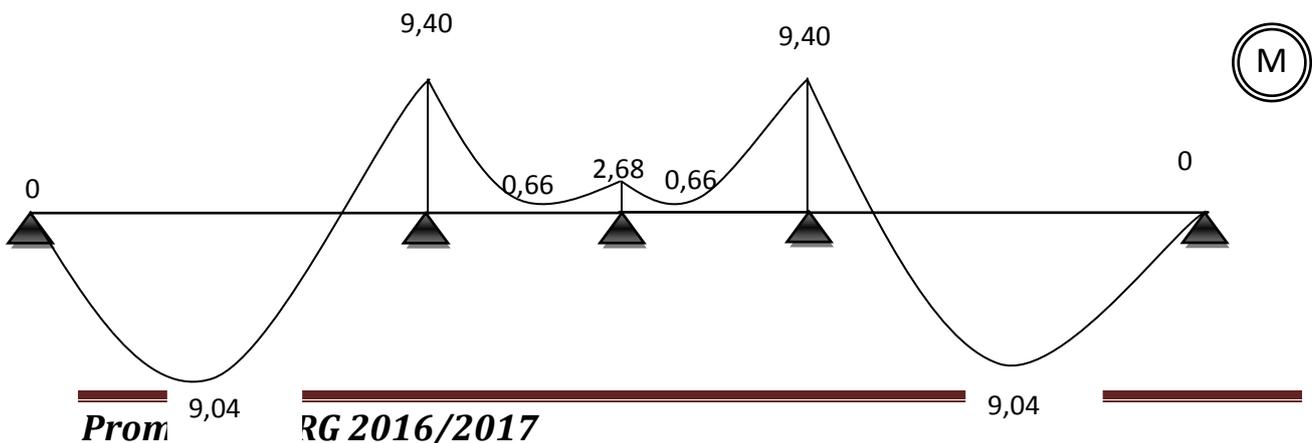


Figure III-3-16 : Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.S.

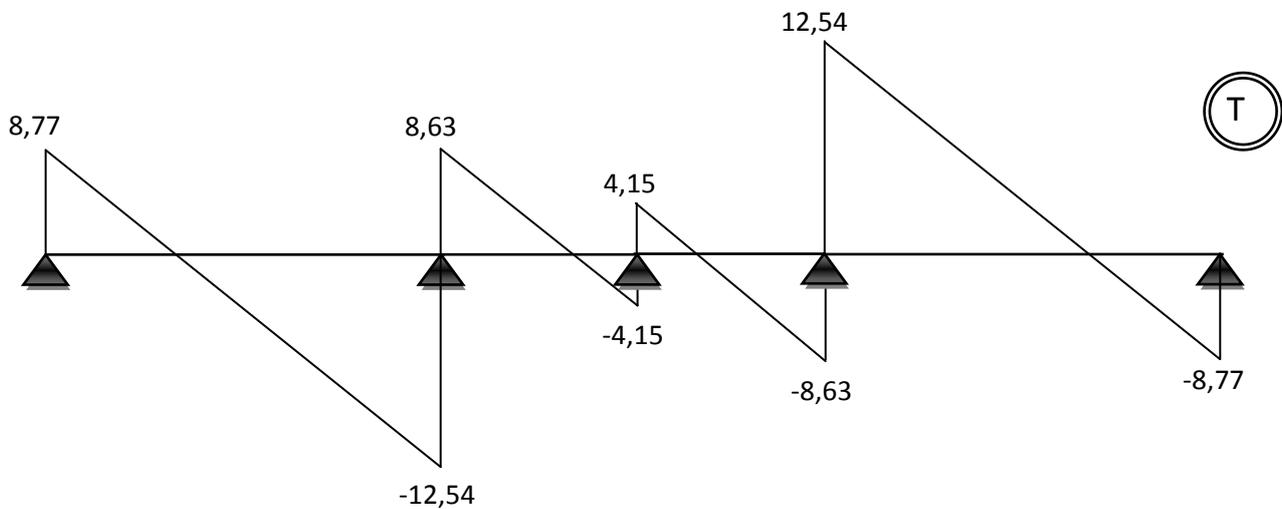


Figure III-3-17 : Diagrammes d'efforts tranchants à l'E.L.S.

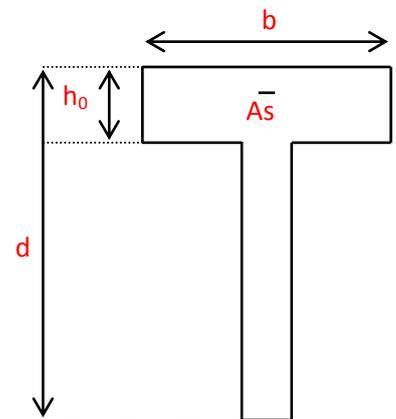
c) Ferrailages :

❖ Exemple de calcul (selon BAEL91 – flexion simple)

Nervure type I (étage courant)

*Les sollicitations :

$$ELU \begin{cases} M_{t_{\max}} = 15,3 \text{ KN.m} \\ M_{a_{\max}} = 2,7 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,40 \text{ KN} \end{cases}$$



➤ En appui $M_a = 2,7 \text{ KNm}$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$d = h_t - e = 0,9xh_t = 0,9x(0,21) = 0,19m$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0,6 \times 0,05 \times \left(0,19 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 72,42 KN.m$$

$M_{tu} \geq M_a \longrightarrow \text{étude d'une section rectangulaire (axb)} = (12 \times 21) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{ac}} = \frac{2,7 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,19^2 \times 14,2} = 0,0439$$

$$\mu_{bu} = 0,0439 < 0,186$$

$$\mu < \mu_{u\lim} = 0,391 (Fe400)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{pivot.A} \\ A' = 0 \end{cases}$$

$U_{bu} \leq 0,275 \longrightarrow \text{méthode simplifiée.}$

$$Z_b = d(1 - 0,6 U_{bu}) = 0,19(1 - 0,6 \times 0,0439) = 0,185 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2,7 \times 10}{0,185 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,6 \times 0,19 \times 0,23 \times 2,1}{400} \cdot 10^4 = 1,37 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_a = 1,37 \text{ cm}^2$

-Choix des barres : **2T10** ($A = 1,57 \text{ cm}^2$).

• **Vérification de la contrainte de compression de béton (a l'ELS) :**
Calcul de la distance l'axe neutre a partir de l'équation suivante :

$$(1) \quad b_0 y^2 + [2(b-b_0) h_0 + 30(A_s + A'_s)] y - [(b-b_0) h_0^2 + 30(d A_s + d' A'_s)] = 0$$

Pour $A_s=1,57 \text{ cm}^2$ et $A'_s=0$

$$(1) \quad \begin{cases} \Rightarrow y^2 + 4.5y - 90 = 0 \\ \Rightarrow y = 3,66 \text{ cm} \end{cases}$$

***Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b-b_0) h_0^3}{12} + (b-b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$I = 6560,73 \text{ cm}^4$$

***Calcul de contrainte : σ_{bc}**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,95 \times 10^{-3}}{6560,73 \times 10^{-8}} = 29,72 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 1,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ **En travée $M_t=15,3 \text{ KNm}$**

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0,6 \times 0,05 \times \left(0,19 - \frac{0,05}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 72,42 \text{ KN.m}$$

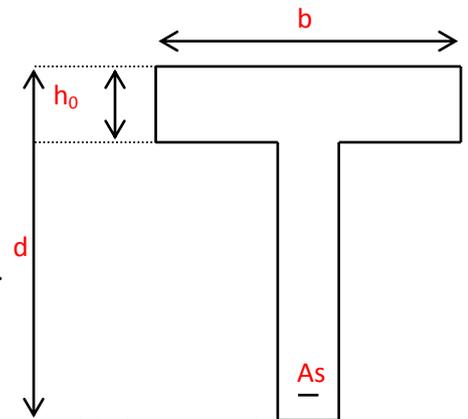
$M_{tu} > M_t = 18 \text{ KN.m} \Rightarrow$ **Donc l'axe neutre se trouve dans**

La table de compression alors :

On calcul une section rectangulaire ($b \times h$)= (60 x 20) cm

$$\mu = \frac{15,3 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,19^2 \times 14,2} = 0,049$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ \mu < \mu_{lim} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \text{pivot A} \\ A'_s = 0 \end{cases}$$



$U_{bu} \leq 0,275 \longrightarrow$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 U_{bu}) = 0,19(1 - 0,6 \times 0,049) = 0,184 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{cd}} = \frac{15,3 \times 10}{0,184 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,6 \times 0,19 \times 0,23 \times 2,1}{400} \cdot 10^4 = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A \text{ On adopte : } A_t = 2,38 \text{ cm}^2$$

-Choix des barres : **3T12** ($A = 3,39 \text{ cm}^2$).

• **Vérification de la contrainte de compression de béton (a l'ELS) :**
Calcul de la distance l'axe neutre a partir de l'équation suivante :

$$(2) \quad b_0 y^2 + [2(b - b_0) h_0 + 30(A_s + A'_s)] y - [(b - b_0) h_0^2 + 30(d A_s + d' A'_s)] = 0$$

Pour $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$(1) \quad \begin{cases} \Rightarrow 12y^2 + 581,7y - 3132,3 = 0 \\ \Rightarrow y = 4,93 \text{ cm} \end{cases}$$

***Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b - b_0)}{12} h_0^3 + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = 12462,98 \text{ cm}^4$$

***Calcul de contrainte : σ_{bc}**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13,03 \times 10^{-3}}{12,46 \times 10^{-5}} = 104,55 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 5,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad CV$$

e) Vérification et calcul élémentaire :

e-1) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 14,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{14,4 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,19} = 0,63 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \{ 3,33; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{le béton résiste au cisaillement}$$

Donc on pose des armatures transversales pour la raison de construction

e-2) Vérification des contraintes à l'ELS :

Fissuration peu préjudiciable

En travée

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

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0585}) = 0.075$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

On a donc :

$$\alpha = 0.075 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0.6 \times 25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui de rive :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0439}) = 0.056$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.056 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e-3) Calcul des armatures transversales :

➤ Section minimales d'armatures d'âme

• Condition de non fragilité :

D'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\bullet \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{210}{35} = 6 \text{ mm.} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm.} \\ 10 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\bullet \quad \text{On choisit des étriers en } \text{Ø}6 \text{ (0,28 cm}^2\text{)} \Rightarrow A_t = 2x(0,28) = 0,56 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures d'âme

$$S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3\} \text{ (BAEL91)}$$

$$\text{avec } St_1 \leq \min \begin{cases} 0.9d = 0.9 \times 19 = 17,1 \text{ Cm} \\ 40 \text{ Cm} \\ 15\phi_l = 0 \quad A' = 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow St_1 = 17,1 \text{ Cm}$$

$$* St_2 = \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12} = 27,41 \text{ cm}$$

$$* St_3 = 0.9 \frac{A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{1.15 \times 12 \times (0.975 - 0.3 \times 2.1)} = 24,87 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{17,1; 27,41; 24,87\}$$

$$\text{soit } St = 15 \text{ Cm}$$

e-4) Pourcentage minimal d'armature :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL91)}$$

$$\frac{0.56 \times 235}{12 \times 15} = 0,73 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Niveaux	Type	Armatures longitudinales (cm ²)				Armatures transversales A _t
		A calculé (cm ²)		A choisit (cm ²)		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Terrasse	01	2,55	0,45	3T12	1T10fil+1T10chap	ϕ6
	02	1,46	1,63	3T10	1T12fil+1T12chap	
Etage courant	01	2,38	0,42	3T12	1T10fil+1T10chap	
	02	1,42	1,58	3T10	1T12fil+1T12chap	
	03	1,15	0,20	3T8	1T10fil+1T10chap	
	04	1,15	0,20	3T8	1T10fil+1T10chap	
	01	3,15	0,55	3T12	1T10fil+1T10chap	

RDC	02	2,05	2,35	3T10	1T12fil+1T14chap
	03	1,10	0,19	3T8	1T10fil+1T10chap
	05	2,05	2,35	3T10	1T12fil+1T14chap

III-4) Ferrailage de la dalle de compression :

Les mailles de quadrillage ne doivent pas dépasser 20 cm (5 par *ml*), pour les armatures perpendiculaires a la nervure, et 33cm (3 par *ml*) pour les armatures parallèles a la nervure

La section minimale des armatures perpendiculaires a la nervure est donnée en fonction de l'entre axe par :

$$BAEL \begin{cases} A_{\perp} = 20 / f_e & \text{si l'entre axe} \leq 50cm \\ A_{\perp} = 4L / f_e & \text{si l'entre axe } 50 \text{ et } 80cm \end{cases}$$

La section minimale des armatures parallèles a la nervure est $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$

$$\Rightarrow A_{\perp} = \frac{4xL}{f_e} = \frac{4x60}{235} = 1.02cm^2$$

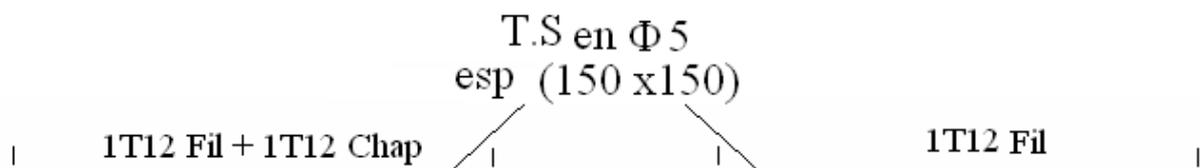
Soit $5\phi 6 = 1.41cm^2$ avec $S_t = 20cm$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71cm^2$$

Treillis soudé $\phi 5$ (150x150)

Vu que sur le marché il y a que treillis soudées dont le maillage est de (15/15) cm ou (20/20) cm on adopte donc pour treillis soudées de diamètre $\phi 6$ et de dimension 15/15.

Schémas de Ferrailage des Poutrelles :



Ferraillage des appuis intermédiaires
rives

Ferraillage en travées et sur Appuis de

III-5) Etude de la dalle pleine (Palier) :

-Les charges appliquées sur la dalle :

$$G = 5,45 \text{ KN.}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN.}$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(5,45) + 1,5(3,5) = 12,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 8,95 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ELU :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,61 > 0,40 \quad \longrightarrow \text{ la dalle est portante suivant deux directions}$$

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = 0,081 \\ \mu_y = \alpha^3[1,9 - 0,90\alpha] = 0,306 \end{cases}$$

- D'où les moments sont :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 = 0,081 \times 12,61 \times (3,05)^2 = 9,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,306 \times 9,50 = 2,91 \text{KN.m}$$

- Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0,75. M_{ox} = 7,125 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75. M_{oy} = 2,182 \text{KN.m}$$

- Les moments en appui :

$$M_{ax} = 0,50. M_{ox} = 4,75 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 4,75 \text{KN.m.}$$

Calcul du ferrailage :

1. **En travée :** $M_{tx} = 7,125 \text{ kn.m}$

- **Suivant L_x :**

$$\mu_l = [3440\theta\gamma + 49f_{c28}/\theta - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{qu}{q_{ser}} = \frac{12,61}{8,95} = 1,41$$

$$\mu_l = [(3440 \times 1 \times 1,41) + (49 \times 25/1) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_l = 0,302$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7,125 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0275$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \longrightarrow \quad A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,302 \quad \longrightarrow \quad \text{la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 \times 0,0275) = 13,28 \text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{7,125 \times 10^3}{13,28 \times 348} = 1,54 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte le ferrailage calculé soit : **4T10=3,14cm² esp 25cm**

- Suivant Ly :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{2,182 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0084$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \longrightarrow \quad \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 \times 0,009) = 13,42 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{2,182 \times 10^3}{13,28 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte le ferrailage calculé soit : **4T10=3,14cm² esp 25.**

2. En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4,75 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0183$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,302 \quad \longrightarrow \quad \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 \times 0,0183) = 13,35 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{2,91 \times 10^3}{13,35 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte le ferrailage calculé soit : **4T10=3,14cm² esp 25.**

IV-1) Définition : Les éléments secondaires (non structuraux) sont des éléments qui ne jouent pas le rôle d'éléments porteurs ou de contreventement, on peut citer :

- La dalle d'ascenseur
- Les balcons.
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- Le voile périphérique.

V-5 ETUDE D'ASSENSEUR :

V-5-1 Introduction :

L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures de cinq (5) étages et plus, elle est composée essentiellement de trois constituants :

- 1- **La cabine ou la benne** : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- 2- **Le treuil de levage et sa poulie** : est un cylindre horizontal mobil autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule ses mouvement de monté et de descendes.
- 3- **La contre poids** : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile.

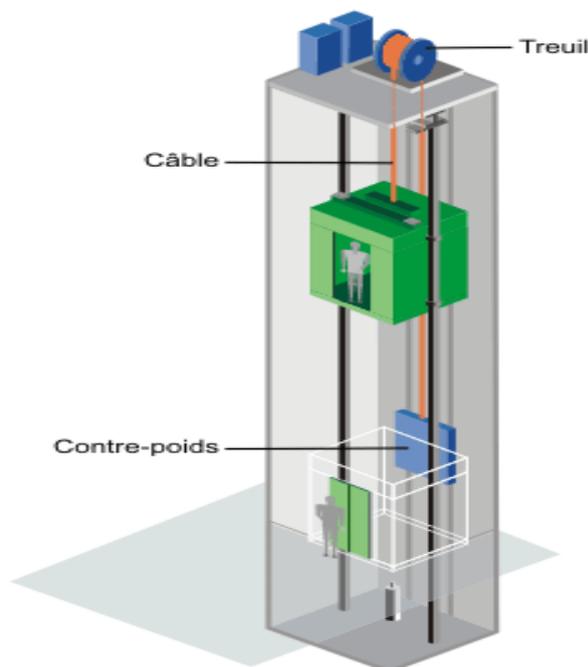


Figure 15 : Ascenseur

IV-5-2 Caractéristiques des ascenseurs :

- **Charges nominales** : on distingue les charges suivantes (**en kilogramme**) 320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500.
- **Vitesse nominales** : les vitesses les plus utilisées en mètre par seconde (**m/s**) sont : 0,4 - 0,62 - 1 - 1,6 - 2,5.

Suivant la norme (**NF.P82.208**) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée **8** personnes, donc on a une charge nominale de **630Kg** pour une vitesse de **1,6m/s**.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

- La largeur de la cabine : **1,95m**
- La hauteur de la cabine : **2,90m**
- La profondeur de la cabine : **1,40m**
- La largeur de passage libre de la cabine : **0,80m**
- La hauteur de passage libre : **2,00m**
- La hauteur de course : **36,30m**

V-5-3 Calcul de la charge :

A- Charge permanente :

Pm : Le poids mort (poids des câbles, la cabine et accessoire).

La masse de la cabine : $S_1 = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 \Rightarrow S_1 = 9,24m^2$

$M_1 = 9,24 \times 1,4 \times 11,5 \Rightarrow M_1 = 148,76Kg$

La masse de plancher : $S_2 = 1,4 \times 1,4 \Rightarrow S_2 = 1,96m^2$

$M_2 = 1,96 \times 110 \Rightarrow M_2 = 215,6Kg$

La masse de parachute : $\Rightarrow M_3 = 40Kg$

La masse des accessoires : $\Rightarrow M_4 = 80Kg$

La masse de l'arcade : $M_5 = 60 + (80 \times 1,10) \Rightarrow M_5 = 148Kg$

La masse des poulies de mouflage : $M_6 = 2 \times 30 \Rightarrow M_6 = 60Kg$

La masse de la porte de la cabine : $S_7 = 0,80 \times 2 \Rightarrow S_7 = 1,60m^2$

$$M_7 = 1,6 \times 25 + 80 \Rightarrow M_7 = 120Kg$$

Donc : $P_m = \Sigma M_i \Rightarrow P_m = 812,36Kg$

La masse de contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} \Rightarrow P_p = 812,36 + \frac{630}{2}$

$$\Rightarrow P_p = 1127,36Kg$$

La masse de treuil + moteur : $P = 1200Kg$

La masse des câbles : on à une poulie donc deux câbles.

$$\frac{D}{d} > 40 \quad \text{Avec } D : \text{Diamètre de poulie (D = 550mm)}$$

d : Diamètre de câble.

$$\text{On prend } \frac{D}{d} = 45 \Rightarrow d = \frac{D}{45} \Rightarrow d = \frac{550}{45}$$

$$\Rightarrow d = 12,22mm$$

La longueur de câble $L_c = H_t - H_{cabin} \Rightarrow L_c = 36.30 - 2,2$

$$\Rightarrow L_c = 34.1m$$

$$M_c = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,515 Kg/m$

L : longueur du câble = 34.1m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_c = n \times L \times m \Rightarrow M_c = 2 \times 34.1 \times 0,515 \Rightarrow M_c = 35.12Kg$$

La masse totale : $M_t = M_c + P_m + P_p + P \Rightarrow M_t = 35.12 + 812,36 + 1127,36 + 1200$

$$\Rightarrow M_t = 3174.84 \text{Kg}$$

Le poids total : $P_t = M_t \times g \Rightarrow P_t = 3174,08 \times 9,81 \Rightarrow P_t = 31145.20 \text{N}$

$$\Rightarrow P_t = 31,14 \text{KN}$$

Avec g : l'accélération de la pesanteur.

B- Charge d'exploitation :

$$Q = 6,30 \text{KN}$$

C- Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,50Q \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 31,14 + 6,30 \times 6,3 \Rightarrow Q_u = 51,65 \text{KN}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q \Rightarrow Q_{ser} = 31,14 + 6,30 \Rightarrow Q_{ser} = 37,56 \text{KN}$$

V-5-4 Vérification de la dalle au poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis), chaque appui prend un quart ($\frac{1}{4}$) de la charge totale.

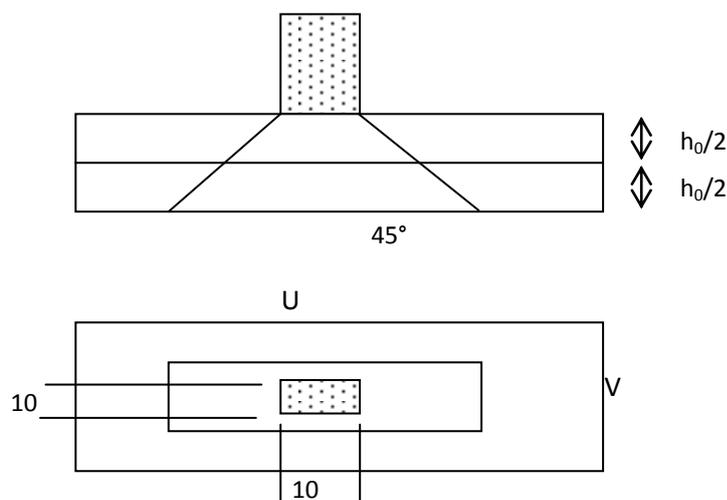


Figure 16 : schéma de poinçonnement.

$$\text{ELU} : Q_{up} = \frac{Q_u}{4} \Rightarrow Q_{up} = 12,91 \text{KN}$$

$$\text{ELS} : Q_{sp} = \frac{Q_{ser}}{4} \Rightarrow Q_{sp} = 9,39 \text{KN}$$

Selon les règles **BAEL.91**, on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_{up} \leq \bar{Q}_u = 0,045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

h_0 : Epaisseur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (U + V)$$

$$U = V = 10 + 2 \times 8 = 26 \text{cm}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) \Rightarrow U_c = 2 \times (26 + 26)$$

$$\Rightarrow U_c = 104 \text{cm}$$

$$Q_{up} = 12,91 \text{KN} \leq 0,045 \times 1,04 \times 0,16 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \Rightarrow Q_{up} = 12,85 \text{KN} \leq 124,8 \text{KN} \dots \dots \text{C.V}$$

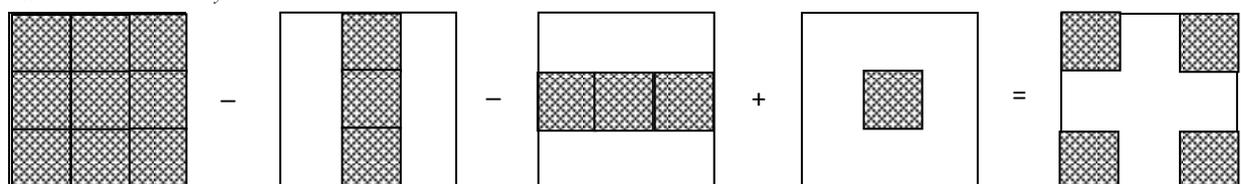
Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IV-5-5 Evaluation du moments dus aux charges concentrées :

Les moments M_1 et M_2 en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}$$

$$L_x = 1,95 \text{m} ; L_y = 2,90 \text{m}$$



(1)

(2)

(3)

(4)

IV-5-5-1 Distances des rectangles :

1)- le rectangle (1) :

$$U= 94 \text{ cm}$$

$$V= 94 \text{ cm}$$

2)- le rectangle (2) :

$$U= 42 \text{ cm}$$

$$V= 94 \text{ cm}$$

3)-le rectangle (3) :

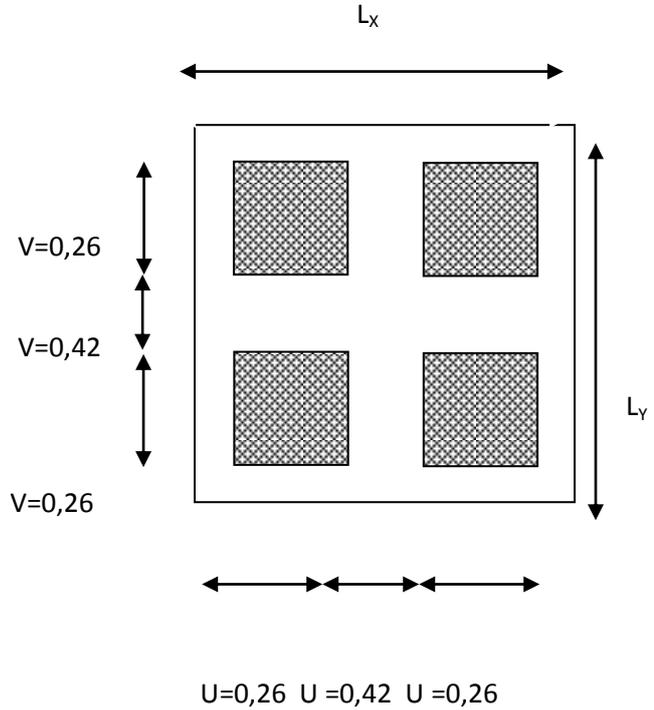
$$U= 94 \text{ cm}$$

$$V= 42 \text{ cm}$$

4)-le rectangle (4) :

$$U= 42 \text{ cm}$$

$$V= 42 \text{ cm}$$



V-5-5-2 Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + v \times M_2) \times P$$

$$M_y = (M_2 + v \times M_1) \times P$$

M_1 Et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de **PIGEAUD**.

ν : Coefficient de poisson.

À L'E.L.U : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{2,90} \approx 1,69 \\ p = p' \times s \end{cases}$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_{\mu}}{u \cdot v} = \frac{1292}{0,26 \cdot 0,26} = 19112,42 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1,95\text{m}$; $L_y = 2,90\text{m}$

Tableau 10 : Les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,48	0,32	0,130	0,070	0,88	19112,42	16818,92	2186,45	1177,32
2	0,21	0,32	0,170	0,080	0,39	19112,42	7453,84	1267,15	596,30
3	0,48	0,14	0,140	0,120	0,39	19112,42	7453,84	1043,86	894,46
4	0,21	0,14	0,200	0,141	0,17	19112,42	3249,11	649,82	458,12

V-5-5-3 Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 525,26 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 144,68 \text{ Kg.m}$$

V-5-5-4 Moments dues aux charges reparties (poids propre) Chargement :

$$L_x = 1,95 \text{ m}$$

$$L_y = 2,90 \text{ m} \quad h_0 = 25 \text{ cm}$$

- poids propre : $G = 0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$
- charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/m}$

$$\text{Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ kg/m}$$

V-5-5-5 Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{2,90} \approx 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha \approx 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0664 \\ \mu_y = 0,4628 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 250,90 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 116,12 \text{ kg.m} \end{cases}$$

IV-5-5-6 Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 525,26 + 250,90 = 776,16 \text{ kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 144,68 + 116,12 = 260,08 \text{ kg.m}$$

IV-5-5-7 Moments retenus :

Sens(x) :

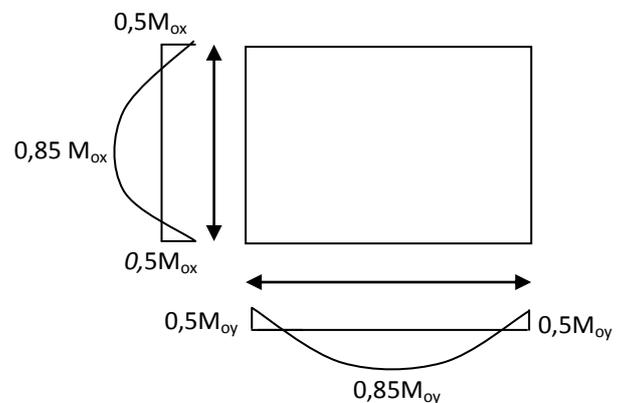
$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0X} = 6,49 \text{ KNm}$$

$$\text{En appuis } M_a = 0,5M_{0X} = 3,80 \text{ KNm}$$

Sens(y) :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0Y} = 2,17 \text{ KNm}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5M_{0Y} = 1,28 \text{ KNm}$$



V-5-5-8 Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=25\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5\text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,16\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 6,49\text{KN.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,49 \times 10^{-3}}{1 \times (0,225)^2 \times 14,16} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,011 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,49 \times 10^{-3}}{0,995 \times 0,225 \times 348} \times 10^4 = 0,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.100.22,5.2,1/400 = 2,71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 0,83 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

Le choix d'armature :

On adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = M_{tx} = 2,17\text{KN.m}$

Le choix d'armature :

On adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

En appuis :

Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{ax} = 3,80 \text{ KN.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,80 \times 10^{-3}}{1 \times (0,225)^2 \times 14,16} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,006 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,43 \times 10^{-3}}{0,225 \times 0,997 \times 348} \times 10^4 = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0,23 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot 2,1 / 400 = 2,71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 0,44 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

Le choix d'armature :

On adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ay} = 2,17 \text{ KN.m}$

Le choix d'armature :

On adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Donc :

$A_{bx} = 4T12$	$A_{ax} = 4T12$
$A_{by} = 4T12$	$A_{ay} = 4T12$

En prend un espacement de 25 cm dans les deux sens : $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV-5-6Vérification à L'E.L.S :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) p_{ser}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) p_{ser}$$

M_1 Et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de **PIGEAUD**.

ν : Coefficient de poisson.

À L'E.L.S : ($\nu = 0,2$)

$$P_{ser} = p'_{ser} \times S = \frac{q_{ser}}{u \cdot \nu} \cdot S$$

$$p'_{ser} = \frac{q_{ser}}{u \cdot \nu} ; \quad q_{ser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$q_{ser} = (31,62 + 6,30) \cdot 1/4 = 9,48 \text{ KN}$$

Donc:

$$P'_{ser} = 9,48 / (0,26)^2 = 14300,16 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V-5 :Les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{\nu}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m²)	P'_{ser} (Kg/m²)	P_{ser}=P'_{ser}·S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,48	0,32	0,130	0,070	0,88	14300,16	12584,14	1635,93	880,88
2	0,21	0,32	0,170	0,080	0,39	14300,16	5577,06	948,10	446,16
3	0,48	0,14	0,140	0,120	0,39	14300,16	5577,06	780,78	669,24
4	0,21	0,14	0,200	0,141	0,17	14300,16	2431,02	486,20	342,77

V-5-6-1 Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 393,25 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 108,25 \text{ Kg.m}$$

IV-5-6-2 Moments dus aux charges réparties (poids propre) Chargement :

$$L_x = 1,95 \text{ m}$$

$$L_y = 2,90\text{m} \quad h_0=25 \text{ cm}$$

- poids propre : $G=0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$

- charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}$

$$q_{\text{ser}} = 100+400 = 725\text{Kg/m}^2$$

V-5-6-3 Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{2,90} \approx 0,67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha \approx 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0664 \\ \mu_y = 0,4628 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 157,80 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 73,03 \text{ kg.m} \end{cases}$$

V-5-6-4 Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 393,25 + 157,80 = 551,05 \text{ kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 108,25 + 73,03 = 181,28\text{kg.m}$$

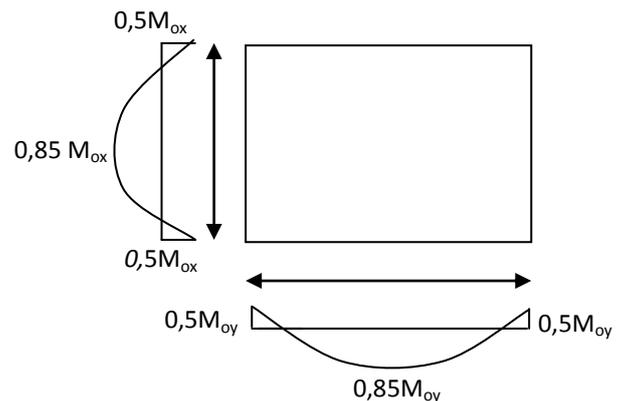
V-5-6-5 Moments retenus :

Sens(x) :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{0X} = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_a = 0.5M_{0X} = 2,70\text{KN.m}$$

Sens(y) :



En travée : $M_t = 0.85M_{0y} = 1,51 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.5M_{0y} = 0,88 \text{ KN.m}$

V-5-6-6 Vérification à L'E.L.S :

Il faut Vérifier la Condition Suivante : $\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha .$
Avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_S} .$

Dans le Sens- x : $\gamma = 1,41 .$
 $\frac{(1,41 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > 0,014 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Dans le Sens- y : $\gamma = 1,45 .$
 $\frac{(1,45 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 > 0,014 \dots\dots\dots \text{C.V}$

V-5-6-7 Vérification d'effort tranchant :

Sens- x :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{9,74 \times 1,95}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \right] = 6,33 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d_x} = \frac{633}{1000 \times 225} = 0,002 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\bar{\tau}_{ux} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_{ux} = 0,002 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ux} = 1,17 \text{ MPa}$$

Sens- y :

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{3} = \frac{9,74 \times 2,9}{3} = 9,41 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d_y} = \frac{941}{1000 \times 225} = 0,004 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\bar{\tau}_{ux} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$

$$\tau_{ux} = 0,004 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ux} = 1,17 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V-5-6-8 Vérification de la flèche :

Condition de la nécessité de la vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{195} = 0,128$$

$$\frac{1}{20} \cdot \frac{M_{st}}{M_{sx}} = \frac{1}{20} \cdot \frac{4,59}{2,7} = 0,085$$

$$A) \frac{h}{L_x} = 0,128 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{st}}{M_{sx}} = 0,085 \dots \dots \dots C.V$$

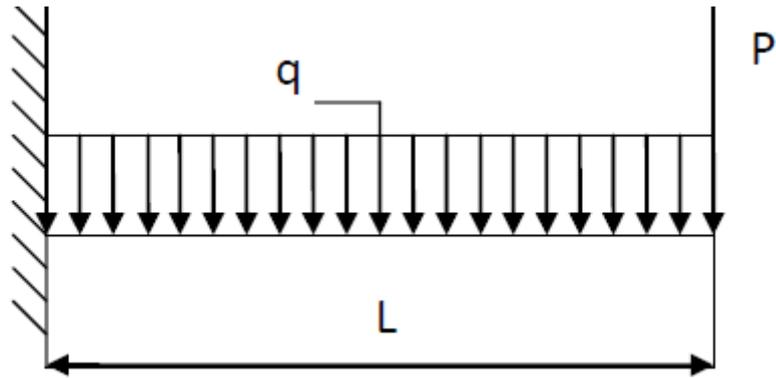
$$B) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,52}{100 \times 22,5} = 0,002 < \frac{2 \text{MPa}}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots C.V$$

Les deux conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

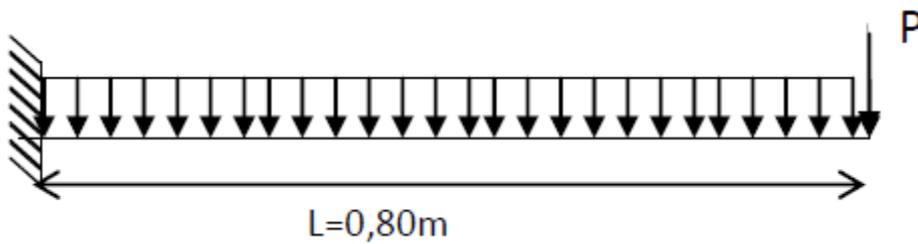
La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitue. Concernant les éléments secondaires, en plus des conditions qu'on a vérifiées, il faut assurer le confort et le bien-être.

IV-3) Etude des parties en saillies (balcons) : On a plusieurs types de balcons dont l'épaisseur et la longueur varient d'un élément à un autre. Ces balcons doivent supporter les sollicitations G, Q et p tel que : G : la charge permanente Q : la charge d'exploitation P : la charge concentrée du mur en brique. (Mur extérieur).

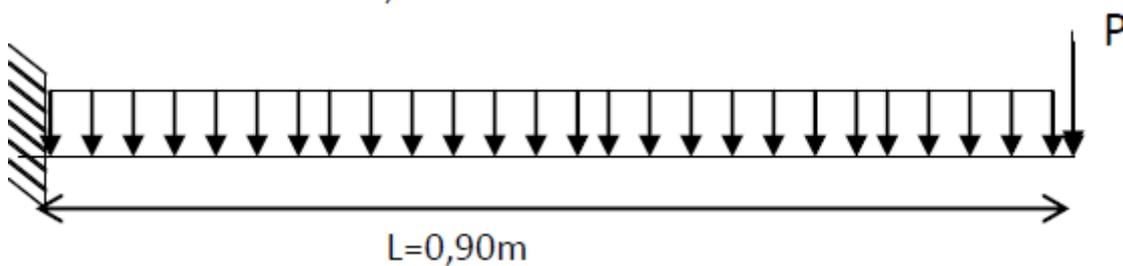


a) Les différents types de balcon dans notre construction :

Type03 :



Type04 :



b) Exemple de calcul :

➤ **Type 03 :**

b-1) Décence des charges :

- $G = 5,31 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

L'ELU : $P_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1 = 12,42 \text{ KN/ml}$

L'ELS : $P_{Ser} = [G + Q] \times 1 = 8,81 \text{ KN/ml}$ **b-2)**

Charge concentrée p :

- La hauteur du garde-corps : $h = 1,00 \text{ m}$
- Poids propre de la brique creuse $e = 10 \text{ cm}$ $0,9 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$) $0,3 \text{ KN/m}^2$

D'où $P = (0,9 + 0,30) \times 1 \times 1 = 1,2 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

▪ **E.L.U :**

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1,35 \cdot P \cdot l = \left(12,42 \times \frac{(0,8)^2}{2} \right) + (1,35 \times 1,2 \times 0,8) \Rightarrow M_u = 5,27 \text{ KN.m.}$$

▪ **E L S :**

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P \cdot l = \left(8,81 \times \frac{(0,8)^2}{2} \right) + (1,2 \times 0,8) \Rightarrow M_{ser} = 3,78 \text{ KN.m.}$$

❖ **Le ferrailage :** (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5,27}{3,78} = 1,39$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot 1,1,4 + 49 \cdot 25,1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,295$$

$$d = 0,15 - 0,025 = 0,125 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,27 \times 10^3}{1 \times (0,125)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_{bu} = 0,024 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.024 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d.(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.024) = 0.123m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{5.27 \times 10}{0.123 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.125 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 1.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 3.14 \text{ cm}^2$

Choix des barres : T10 ($A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Les armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \longleftrightarrow \text{Soit : T 10 (A=3.14) St=15cm}$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0,030$$

$$\gamma = 1.4$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

On a donc : $\alpha = 0,030 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{u\max} = qu.L + 1.35.P = (5.27 \times 0.8) + (1.35 \times 1.2) \Rightarrow V_{u\max} = 5.84 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0.d} = \frac{5.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.047 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u\lim} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1,52 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0.047 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 1.52 \text{ MPa}$. $\longrightarrow CV$, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ □ **Type 04 :**

b-1) Décennie des charges :

- $G = 5,31 \text{ Kn/m}^2$
- $Q = 1,5 \text{ Kn/m}^2$

$$L'ELU : P_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1 = 12,42 \text{ KN/ml} \quad L'ELS : P_{Ser} = [G + Q] \times 1 = 6,81 \text{ KN/ml}$$

b-2) Charge concentrée p :

- La hauteur du garde-corps : $h = 3,06 \text{ m}$
- Poids propre de la brique creuse $e = 30 \text{ cm}$ $2,60 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en ciment $0,3 \text{ KN/m}^2$

$$D'où $P = (2,60 + 0,3) \times 1 \times 3,06 = 8,87 \text{ KN/ml}$$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

▪ **E.L.U :**

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1.35.P.l = \left(12.42 \times \frac{(0.9)^2}{2} \right) + (1.35 \times 8.87 \times 0.9) \Rightarrow M_u = 15.81 \text{ KN.m.}$$

▪ **E.L.S :**

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + .P.l = \left(6.81 \times \frac{(0.9)^2}{2} \right) + (8.87 \times 0.9) \Rightarrow M_{ser} = 10.47 \text{ KN.m.}$$

❖ **Le ferrailage :** (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.81}{10.14} = 1.47$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot 1.1,4 + 49 \cdot 25.1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,323$$

$$d = 0.15 - 0.025 = 0.125 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.81 \times 10^3}{1 \times (0.125)^2 \times 14.2} = 0.071$$

$$\mu_{bu} = 0.071 < \mu_{lu} = 0.323 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.071 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.071) = 0.119 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{5.81 \times 10}{0.119 \times 348} = 3.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.125 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 3.82 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A = 4.52 \text{ cm}^2$

Choix des barres : T12 ($A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Les armatures de répartitions** A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{Soit : T 10 (A=3.14) St=15cm}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,092$$

$$\gamma = 1,4$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

On a donc : $\alpha = 0,092 > \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,49$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u\max} = qu.L + 1,35.P = (15,81 \times 0,9) + (1,35 \times 5,87) \Rightarrow V_{u\max} = 26,20 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0.d} = \frac{26,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,125} = 0,209 \text{ MPa}.$$

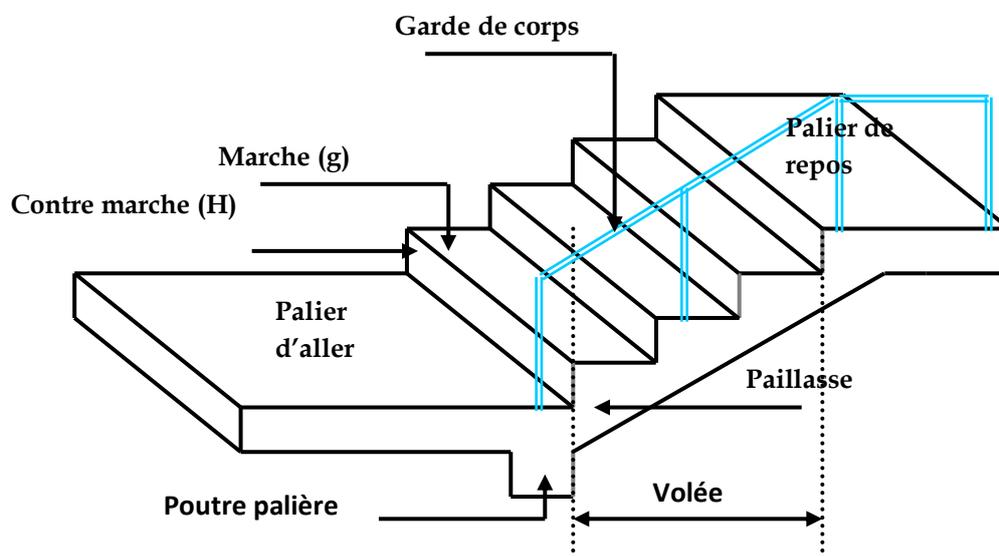
$$\tau_{u\lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0,209 \text{ MPa} < \tau_{u\lim} = 1,17 \text{ MPa} \longrightarrow CV$, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Type	L (m)	Charge (KN/m ²)		Pu= 1,35G+1,5Q	Charge Concentré	Mt KN. m	A calculée cm ² /ml	A _{min} cm ² /ml	Choix des barres	
		G	Q						A long	A répa

3	0.8	5.31	3.5	12.42	1.2	5.27	1.23	1.51	T10	T10
4	0.9	5.31	1.5	12.42	8.87	15.81	3.82	1.51	T12	T10

IV-4) Etude des escaliers :



a) Définition :

L'escalier est une succession des gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'immeuble.

b) Descente des charges sollicitant l'escalier :

b-1) Volée :

1. Marche en B.A (25x 0.2/2) 2,50 KN/m²
2. Paillasse en B.A (25x0.15/cos α) 4,52 KN/m²
3. Carrelage horizontale0,40 KN/m²
4. Carrelage verticale 0,20 KN/m²
5. Enduit de pose en ciment sous volée 0,22 KN/m²
6. Mortier de pose0,20 KN/m²

$$G_v = 8.10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ b-2)}$$

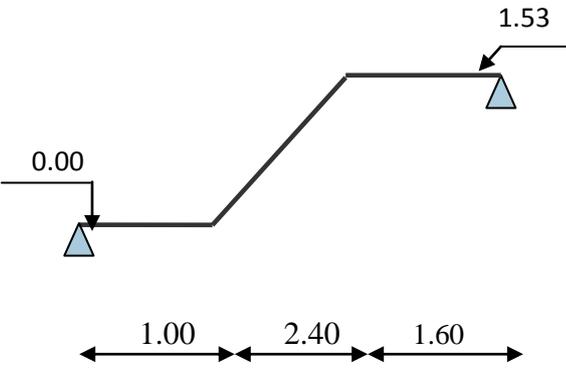
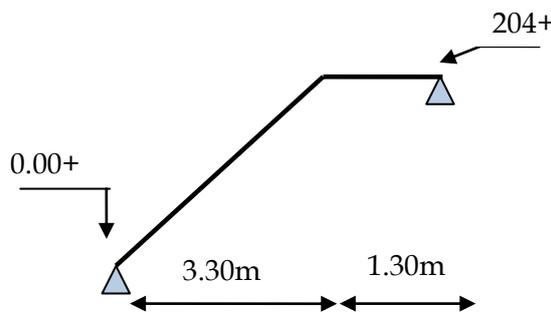
Palier :

- 1. Dalle pleine en B.A.....3,75KN/m²
- 2. Carrelage (2cm)0,40 KN/m²
- 3. Mortier de pose 0,40 KN/m²
- 4. Enduit en ciment 0,27 KN/m²

Gp = 4.80 KN/m²

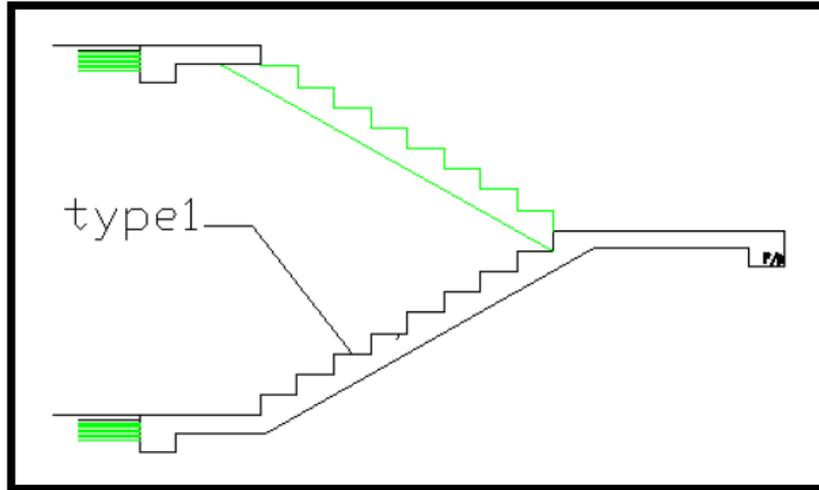
Qp= 2.50 KN/m

c)Tableau des différents types d'escaliers dans la structure

Type	Schéma statique	Niveaux associé
01		ETAGE COURANT
02		SOUS - SOL

d) Pré dimensionnement des escaliers :

❖ **Escalier d'étage courant :**



D'après les formules de **BLONDEL** :

$$g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n} \quad \quad 0,60m \leq 2h + g \leq 0,66m$$

Avec :

- g (le giron) = 30 cm
- H (hauteurs de demi étage) = 153 cm.
- h (hauteur de contre marche).

- $n = \frac{L}{g} + 1 = \frac{240}{30} + 1 = 9$

On a donc : **8 marches et 9 contres marches.**

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

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} < e_{ps} < \frac{l}{20} \quad \rightarrow \quad (lv : \text{longueur de volé}).$$

$$\frac{275}{30} < e_{ps} < \frac{275}{20} \quad \rightarrow \quad 9.19 < e < 13.79 \text{ Soit : } e_{\text{volée}} = 15\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse :

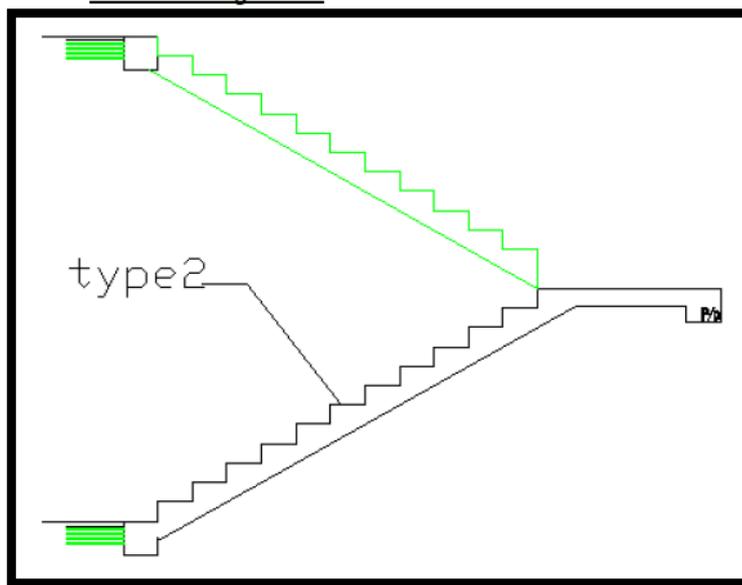
$10 < e_p < 20$ on prend $e_p = 15\text{cm}$

- $h = 17\text{cm}$, $g = 30\text{cm}$

$$\operatorname{tg} \alpha = 0.56 \quad \square \quad \alpha = 29.530 \text{ } 30/17$$

- Epaisseur du volée : $e = 15\text{cm}$
- Epaisseur du palier : $e = 15\text{cm}$

❖ Escalier d'étage RDC :



D'après les formules de **BLONDEL** :

$$g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n} \quad \quad 0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m$$

Avec :

- g (le giron) = 30 cm
- H (hauteurs de sous sol) = 408 cm.
- h (hauteur de contre marche).

$$\bullet \quad n = \frac{L}{g} + 1 = \frac{330}{30} + 1 = 12$$

On a donc : **8 marches et 9 contres marches.**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{408}{9} = 45,33 \text{ cm}$$

L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} < e_{ps} < \frac{l}{20} \quad \rightarrow \quad (l_v : \text{longueur de volé}).$$

$$\frac{275}{30} < e_{ps} < \frac{275}{20} \quad \rightarrow \quad 9.19 < e < 13.79 \quad \text{Soit : } e_{\text{volée}} = 15\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$10 < e_p < 20$ on prend $e_p = 15\text{cm}$

- $h = 17\text{cm}$, $g = 30\text{cm}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{30}{17} = 0.56 \quad \alpha = 29.53$$

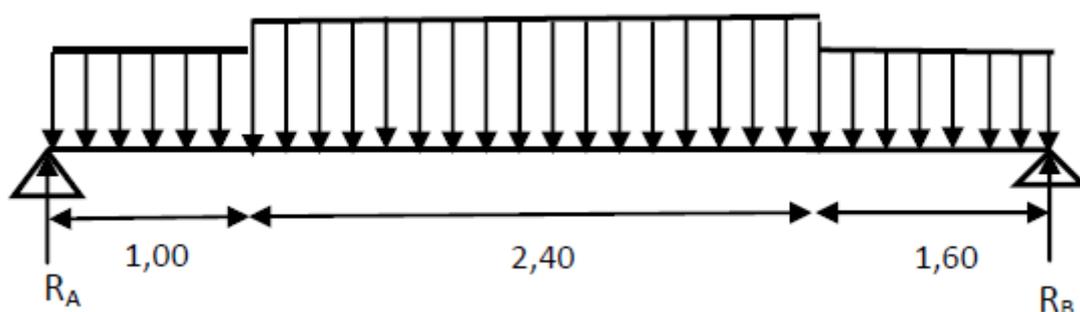
- Epaisseur du volée : $e = 15\text{cm}$
- Epaisseur du palier : $e = 15\text{cm}$

- **Calcul d'escalier type (1) :**
- $G_v = 8,1\text{KN/m}^2$ $P_{uv} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 14,68\text{ KN/m}^2$
- $Q_v = 2,5\text{KN/m}^2$ $P_{\text{serv}} = G_v + Q_v = 10,6\text{ KN/m}^2$
- $G_p = 4,8\text{KN/m}^2$ $P_{up} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 10,23\text{ KN/m}^2$
- $Q_p = 2,5\text{KN/m}^2$ $P_{\text{serp}} = G_p + Q_p = 7,3\text{ KN/m}^2$

$$P_{up} = 10,23\text{KN/ml}$$

$$P_{uv} = 14,68\text{KN/ml}$$

$$P_{up} = 10,23\text{KN/ml}$$



- **A'ELU :**
- **Calcul des Réactions:**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot (1,0 + 1,6) - q_v \cdot 2,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 61,83 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 &\Rightarrow R_B \times (1,0 + 2,4 + 1,6) - P_{up} \times (1,6) \times \left[\frac{1,6}{2} + 2,4 + 1 \right] - P_{uv} \times (2,4) \times \left[\frac{2,4}{2} + 1,0 \right] - P_{up} \times 1,0 \times \frac{(1,0)^2}{2} \\ &= 0 \\ &\Rightarrow R_B = 30,27 \text{ KN}. \end{aligned}$$

$$\Rightarrow R_A = 31,56 \text{ KN}.$$

- **Calcul des Moments:**

$$0 \leq x \leq 1,00$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2} \\ M(x) &= 31,56 \times x - 10,23 \times \frac{x^2}{2} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,0) = 26,45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$1,0 \leq x \leq 3,4$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \times x - q_p \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - q_v \times \frac{(x-1,0)^2}{2} \\ M(x) &= 31,56 \times x - 10,23 \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - 14,68 \times \frac{(x-1,0)^2}{2} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(1,0) = 26,45 \text{ KN.m} \\ M(3,05) = 35,35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$3,4 \leq x \leq 5$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_p \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - q_v \times 2,4(x - 2,2) - q_p \times \frac{(x - 3,4)^2}{2} \\ M(x) &= 31,56 \times x - 10,23 \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - 14,68 \times 2,4(x - 2,2) - 10,23 \times \frac{(x - 3,4)^2}{2} \end{aligned}$$

$$M(3,4) = 35,35 \text{ KN.m}$$

$$M(5) = 0,02 \text{ KN.}$$

➤ effort tranchant :

$$T(x) = dM/dx = 31,56 - 10,23 - 35,23 - 10,23x + 34,78$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = 2,04 \text{ m}$$

➤ Les moments maximaux en travée et en appuis :

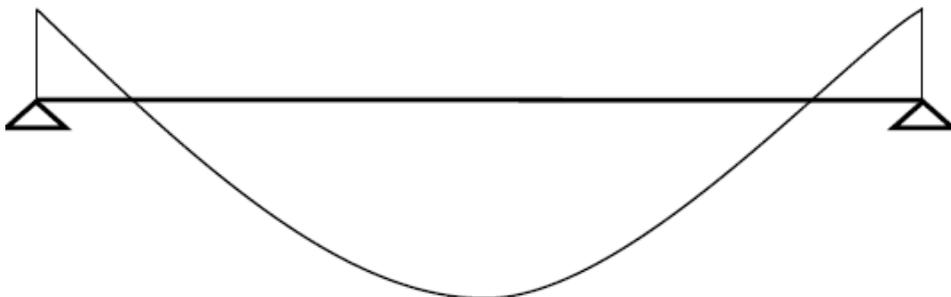
$$M_{\text{app max}} = -0,3 \quad M_{\text{max}} = -13,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t max}} = 0,8 \quad M_{\text{max}} = 35,85 \text{ K}$$

● Diagramme des moments fléchissant (type 1).

$$13,44 \text{ KN.m}$$

$$13,44 \text{ KN.m}$$



➤ A.P.E.L.S :

➤ Calcul des Réactions:

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot (1,0 + 1,6) - q_v \cdot 2,4 = 0$$

$$R_A + R_B = 44,42 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M/A = 0 &\Rightarrow R_B \times (1,0 + 2,4 + 1,6) - P_{up} \times (1,6) \times \left[\frac{1,6}{2} + 2,4 + 1 \right] - P_{uv} \times (2,4) \times \left[\frac{2,4}{2} + 1,0 \right] - P_{up} \times 1,0 \times \frac{(1,0)^2}{2} \\ &= 0 \\ &\Rightarrow RB = 21,73 \text{ KN.} \\ &\Rightarrow RA = 22,69 \text{ KN.} \end{aligned}$$

➤ Calcul des Moments:

$$0 \leq x \leq 1,00$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2} \\ M(x) &= 22,69 \times x - 7,13 \times \frac{x^2}{2} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,0) = 19,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$1,0 \leq x \leq 3,4$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \times x - q_p \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - q_v \times \frac{(x-1,0)^2}{2} \\ M(x) &= 22,69 \times x - 7,3 \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - 10,6 \times \frac{(x-1,0)^2}{2} \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(1,0) = 19,04 \text{ KN.m} \\ M(3,05) = 25,45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$3,4 \leq x \leq 5$$

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_p \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - q_v \times 2,4(x-2,2) - q_p \times \frac{(x-3,4)^2}{2} \\ M(x) &= 22,69 \times x - 7,3 \times 1,0 \times \left(x - \frac{1,0}{2} \right) - 10,6 \times 2,4(x-2,2) - 7,3 \times \frac{(x-3,4)^2}{2} \end{aligned}$$

$$M(3,4) = 25,45 \text{ KN.m}$$

$$M(5) = 0,03 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = dM/dx = 22,69 - 7,3 - 25,44 - 7,3x + 24,82$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow x = 2,02 \text{ m}$$

Le moment fléchissant maximal :

$$M(2,02) = 32,36 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments maximaux en travée et en appuis :**

$$M_{app} \max = -0,3 \quad M_{max} = -7,71 \text{ KN.m}$$

$$M_t \max = 0,8 \quad M_{max} = 25,88 \text{ KN.m}$$

	q (palier) (KN/ml)	q (volée) (KN/ml)	RA (KN)	RB (KN)	Xmax (m)	Mmax (KN.m)	M (travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)
EL	10,23	14,68	-31,56	-30,27	2,04	44,81	35,85	-13,44
ELS	7,3	10,6	-22,69	-21,73	2,02	32,36	25,88	-9,71

- **Ferrailage :**
 ❖ **En Appuis :**
 $M_a = 12,17 \text{ KN.m}$

Calcul d'une section rectangulaire $(15,100)\text{cm}^2$ à la flexion.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.68}{10.6} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1.1,4 + 49 \cdot 25.1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,17 \times 10^3}{100 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,047$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,135 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,047) = 0,131 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{12,17 \cdot 10^3}{0,131 \cdot 348} = 2,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 0,135 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,66 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 2.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des barres : 3 T12 e = 15cm (A =3,39cm²/ml)

❖ **Les armatures de répartitions Ar :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,66 \text{ cm}^2 /.$$

❖ **En Travée :**

$$. M_T = 47,32 \text{ m KN.M}$$

Calcul d'une section rectangulaire (15,100)cm² à la flexion.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32,47 \times 10^3}{(0,135)^2 \times 14,2} = 0,125$$

$$\mu_{bu} = 0,125 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,135 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,125) = 0,124 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{32,47 \cdot 10^3}{0,124 \cdot 348} = 7,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 0,135 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,47 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5 T14 e = 15cm (A =7,70cm²/ml)

❖ **Les armatures de répartitions Ar :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,47}{4} = 1,86 \text{ cm}^2 /.$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = R_B = 32,94 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{32,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \Rightarrow \tau_u = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 3,26 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow$ C.V, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes :**

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

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

En appui :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) = 0,06$$

$$\gamma = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44.$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,06 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{CV}$$

En travée :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,125}) = 0,17$$

$$\gamma = 1,4$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,17 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{CV}$$

Tableau récapitulatif de tous les types d'escalier :

types	Position	M max (Cm ²)	A calculé (Cm ²)	Amin (Cm ²)	Choix (Cm ²)	Choix Ar (Cm ²)	Espacement (Cm ²)
01	appuis	13.44	2.95	1.63	3T12	T10	15
	travée	35.85	8.31	1.63	6T14	T10	15
02	Appuis	12.17	2.66	1.63	3T12	T10	15
	Travée	32.47	7.47	1.63	5T14	T10	15

IV-5-1). Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

IV-5.2) Etude de l'acrotère

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse à pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goûte.

Elle sera calculer en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_p et un moment de flexion de l'application de la charge F_p à partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul de cette élément secondaire.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

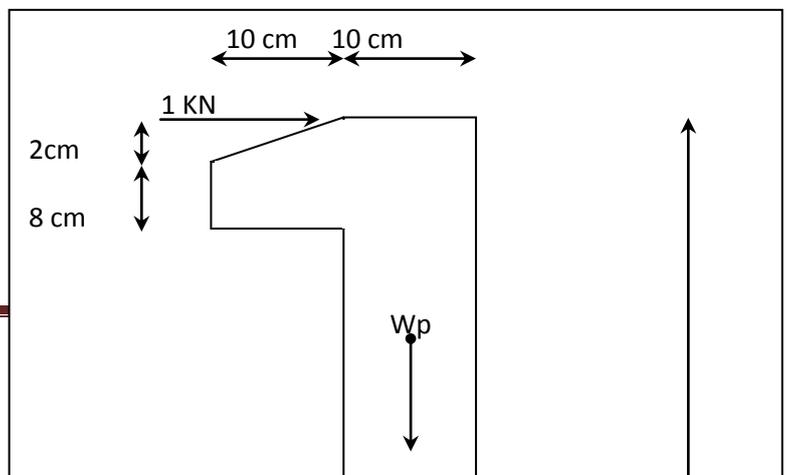


Figure III.1: Dimensions de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges

✚ Charges permanentes :

➤ Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 m^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN/ml$$

$$W_p = 1,794 \text{ KN/ml}$$

✚ surcharge d'exploitation :

Les surcharges sont estimées de **Q=1KN/ml**.

- Force horizontale F_p :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. (zone I, groupe d'usage B donc $A=0,10$).

C_p : Facteur de force horizontale [$C_p=0,8$] ; (RPA99 version 2003, page 55).

W_p : Poids de l'élément.

D'où : $F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1,794 = 0,57 \text{ KN/ml}$

Alors on va utiliser la force sismique F_p pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

III.2.2. Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur le calcul se fait sur une section rectangulaire au ELU et ELS:

✚ **Calcul à E.L.U :**

$$N_u = 1,35 \times W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 1,794 = 2,421 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,57 \times 0,60 \Rightarrow M_u = 0,513 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p \Rightarrow T_u = 0,855 \text{ KN/ml}$$

✚ **Calcul à E.L.S :**

$$N_{Ser} = W_p \Rightarrow N_{Ser} = 1,794 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{Ser} = F_p \cdot h \Rightarrow M_{Ser} = 0,57 \times 0,60 \Rightarrow M_{Ser} = 0,342 \text{ KN.m/ml.}$$

$$T_u = F_p \Rightarrow T_u = 0,57 \text{ KN/ml.}$$

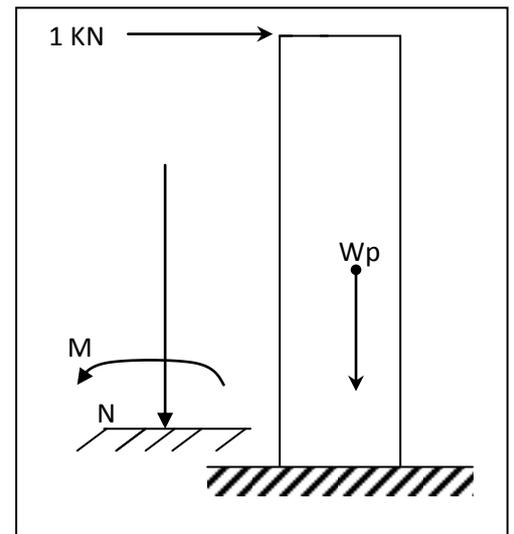


Figure III.2: Schéma statique de l'acrotère.

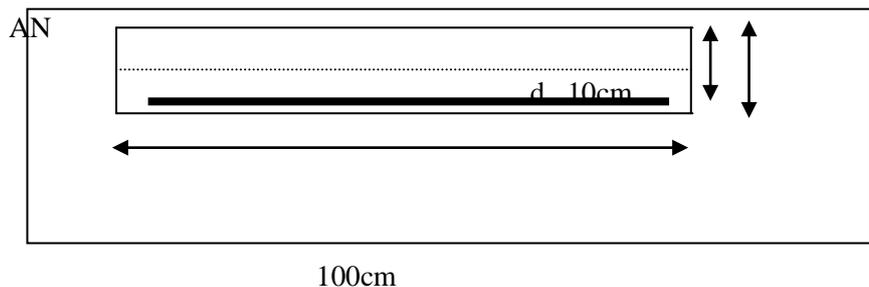
III.2.3. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU Données :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;

$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$

$c = c' = 2\text{cm}$ (L'enrobage).



✚ **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,513}{2,421} = 21,18\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.
- Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

✚ **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_f = 2,421 \times \left(0,21 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right)$$

$$\Rightarrow M_f = 0,581 \text{ KN.m / ml}$$

✚ **Les armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,581 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,1)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0050 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,0063$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,09(1 - 0,4(0,0063)) \Rightarrow z = 0,0897 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \left[\frac{0,581 \times 10^{-3}}{0,0897 \times \frac{400}{1,15}} \right] \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = 0,168 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix d'armature :**

On adopte: A_s : **4HA8 = 2.01 cm²** \Rightarrow St=25cm

✚ **Les armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_{rép} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix d'armature :**

On adopte : $A_{rép}$: **4HA6 = 1.13 cm²** \Rightarrow St=25cm

III.2.4. Vérifications

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{S \min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{S \min} = \left[0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400} \right] \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_{S \min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_{s \text{ choisi}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{S \min} = 1,086 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

✚ **Vérification à L'E.L.S :**

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS).

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,342}{1,794} = 19,06cm \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

➤ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$n=15 ; d=0,9h= 9cm; b=100cm ; A'_s=0$$

$$by^2 + 30(A_s - A'_s)y - 30(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 2,04cm$$

• **le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre s'écrit :**

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] = 1743,5cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{0,342}{1743,5} \times 2,04 \right] 10^3 = 0,40MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots CV$$

➤ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

On a une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \{267MPa; 202MPa\} = 202MPa$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{342}{1743,5} (9 - 2,04) = 20,47MPa$$

$$\sigma_{st} = 20,47MPa < \bar{\sigma}_{st} = 202MPa$$

✚ **Vérification d'effort tranchant :**

$$T_{max} = 1,5F_p \Rightarrow T_{max} = 1,5 \times 0,57$$

$$\Rightarrow T_{max} = 0,855KN / m\ell$$

On vérifier le cisaillement par :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{0,855 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\Rightarrow \tau_{\max} = 1,11 \times 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\Rightarrow \tau_{adm} = \min \left[0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{adm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✚ Vérification au séisme :

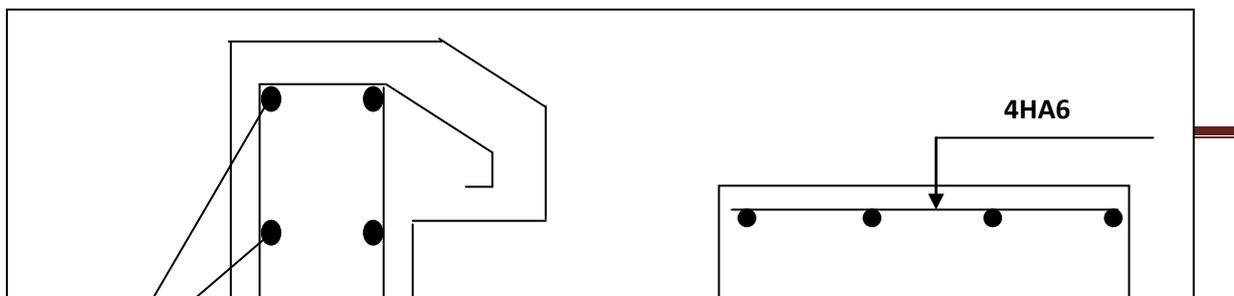
$$F_p \leq 1,5 \cdot Q$$

$$Q = 1 \text{ KN/m} \Rightarrow 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 0,57 < 1,5 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.2.5. Schéma de ferrailage :

Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.



Coup I-I

V-1) Introduction :

L'étude génie civil d'un bâtiment consiste à déterminer les différentes actions qui agissent sur cet ouvrage, pour cette raison l'étude sismique est indispensable pour assurer la sécurité des biens et des personnes. Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue Trois, méthodes :

- Méthode statique.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode dynamique par.

V-2) Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique pour lequel nous avons opté, pour le calcul de notre ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encasté à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

V-3) Présentation du logiciel du calcul :

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 certains types de structures. En effet, ETABS est un régime complet qui peut être employé pour les problèmes les plus simples ou les projets les plus complexes. Ce sujet décrit brièvement les caractéristiques neuves dans le régime et nous dirige vers les manuels et le support technique. ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V-4) Modélisation des éléments structuraux :

V -4-1) Présentation de la méthode de calcul :

Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

• La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes. Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

❖ **Méthode modale spectrale :**

a) **Hypothèses de calcul :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

b) **Analyse de la structure :**

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles avec interaction). Notre structure a un commerce au niveau du RDC, et usage d'habitation dans les autres niveaux de plus elle présente une architecture (vue en plan) déférente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la Structure.

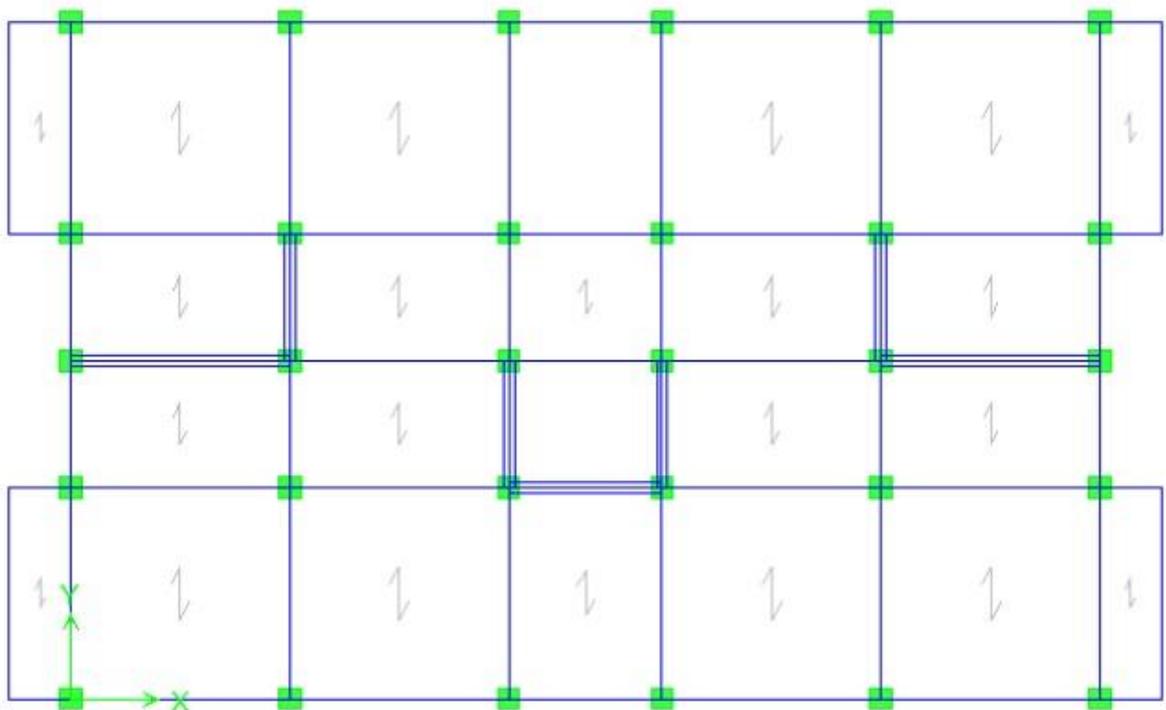


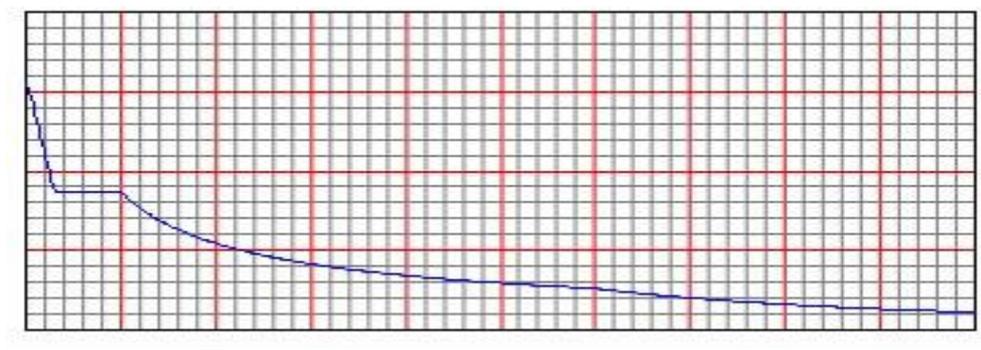
Fig V-1 : Choix de la disposition des voiles

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts Engendrés dans la structure par les forces sismiques.

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDI (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article 4.3.3 du RPA 99/2003 le spectre de calcul défini précisément représenté si dessous :

Fig V-2 : Spectre de calcul avec RPA99 version 2003.



V-4-2) Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99 V2003 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7).

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité (tableau 4.7).

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale.

V-4-2-1) Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (catégorie S3).

V-4-2-2) Périodes caractéristique T1, T2 :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) Pour un site type S3 : T1 = 0,15 (sec). T2 = 0,50 (sec).

V-4-2-3) Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1) Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas le bâtiment situé à TLEMCEN (groupe de communes B).

$$\boxed{A=0.10} \begin{cases} \clubsuit \text{ Zone sismique : I (faible sismicité).} \\ \clubsuit \text{ Groupe d'usage : 2 (TLEMCEN)} \end{cases}$$

V-4-2-4) Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad (0,7 : C'est la valeur minimum de η)$$

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2.RPA).

$\xi = 10\%$ \longrightarrow Présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 \geq 0.7$$

V-4-2-5) Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 (R.P.A99/v2003) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte portique /voiles avec interaction ; Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : R= 5 - Facteur qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{avec } P_q : \text{pénalité correspondante au critère } q$$

d'après [tab(4.4)RPA99]

Tableau V-1 : pénalité correspondant au critère

Critères Critique « q »	Qx	Qy
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
Somme	0,15	0,15

:

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

V.5) Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, plancher, voiles, ...etc.)

V.5.1) Les coordonnées du centre de masse :

$$X_{CM} = \frac{\sum (M_i \cdot X_i)}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_{CM} = \frac{\sum (M_i \cdot Y_i)}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément (i).

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément(i) par rapport au repère global.

V.5.2) Les coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion) :

$$X_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{l=k} (R_{jt} \cdot X_i)}{\sum R_{jt}} \quad \text{et} \quad Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^m R_{jl} \cdot Y_i}{\sum R_{jl}}$$

Avec :

R_{jt}, R_{jl} : rigidité relative de niveau (j) longitudinal et transversal

V-2 : Tableaux caractéristiques massique

Plancher	MassX(t)	MassY(t)	Position de centre de masse		Position de centre de rigidité	
			XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)
Niveau10	411.4539	411.4539	11.75	7.952	11.75	7.996

Niveau9	402.9567	402.9567	11.75	7.969	11.749	8.009
Niveau8	402.9567	402.9567	11.75	7.969	11.749	8.025
Niveau7	397.158	397.158	11.75	7.852	11.749	8.041
Niveau6	400.7812	400.7812	11.75	7.853	11.749	8.056
Niveau5	405.1696	405.1696	11.75	7.855	11.749	8.065
Niveau4	409.3774	409.3774	11.75	7.856	11.749	8.069
Niveau3	414.3505	414.3505	11.75	7.858	11.749	8.059
Niveau2	419.1438	419.1438	11.75	7.859	11.749	8.024
Niveau1	437.2945	437.2945	11.85	7.874	11.749	7.924
RDC	471.7861	471.7861	11.18	7.78	11.75	7.594

• **L'excentricité accidentelle :**

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction

• **Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :**

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

V-3 : Tableaux Période et facteur de participation massique du modèle

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.277681	0.0217	0.0001	0	0.0217	0.0001	0
2	1.121575	0	68.444	0	0.0217	68.444	0
3	0.821944	68.5441	0	0	68.5658	68.444	0
4	0.346658	0.0029	0.0016	0	68.5687	68.4456	0
5	0.25884	0	18.3486	0	68.5687	86.7943	0
6	0.187162	19.7461	0	0	88.3149	86.7943	0
7	0.158883	0.0088	0.003	0	88.3237	86.7972	0
8	0.108445	0	6.4162	0	88.3237	93.2134	0
9	0.095814	0.0145	0.0001	0	88.3382	93.2135	0
10	0.08197	6.0749	0	0	94.4131	93.2135	0

➤ **Constatation :**

- Ce modèle présente une période fondamentale T = 1,27 s.
- les 10 premiers modes atteignent les 90% dans les deux sens

V.5.3) Poids totale de la structure W :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{Formule 4.5 RPA})$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.

- W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.
- B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5 RPA). Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation et commerces donc $\beta = 0.2$.
- W : le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciel ETABS.

Tableau V-4 : Les masses et les poids de chaque plancher (ETABS 9.7.4)

Niveaux	Masse(t)	Poids(KN)
TERASSE	411,4539	4036,36276
NIV 09	402,9567	3953,00523
NIV 08	402,9567	3953,00523
NIV 07	397,158	3896,11998
NIV 06	400,7812	3931,66357
NIV 05	405,1692	3974,70985
NIV 04	409,3774	4015,99229
NIV 03	414,3505	4064,77841
NIV 02	419,1438	4111,80068
NIV 01	437,2945	4289,85905
RDC	471,7861	4628,22164
Somme	4572,428	44855,51868

Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone :

$A = 0,10$ Q : Facteur de qualité :

$Q = (1,15 ; 1,15)$.

R : Coefficient de comportement de la structure :

$R = 5$ W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

ci-dessus Ce facteur Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (\square)

et de la période fondamentale de la structure (T) (formule 4.2 RPA).

Ces paramètres déjà déterminés
ci-dessus

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \cdot (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur d'amortissement : $\eta = 0,764$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site : $T_2 = 0,5$.

T : période fondamentale de la structure

Ces paramètres déjà déterminés ci-dessus

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

D'après (l'article 4.2.4 du RPA99V2003) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.6 et 4.7).

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (hauteur totale de la structure).

CT: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles on béton armé, donc **CT = 0,05**.

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

• **Pour le sens X :**

$H_N = 35,62m$

$d_x = 27,20m$

Alors : $T = \min (0,61s, 0,72s)$

Donc **T = 0,61s**

On a : **T₂(S3)=0,5s**

$T_2 \leq T \leq 3s$

$D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times (0,5/0,61)^{2/3} = 1,85$

Donc : **D_x = 1,66**

• **Pour le sens Y :**

$H_N = 35,62m$

$d_x = 17,90\text{m}$

Alors : $T = \min(0,75 \text{ s}, 0,72\text{s})$

Donc $T = 0,72\text{s}$

On a : $T_2 (S_3) = 0,5\text{s}$

$T_2 \leq T \leq 3\text{s}$

$D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

Donc : $D_y = 1,49$

Paramètres	Résultats	
	Sens-X	Sens-Y
A	0,10	0,10
Dx ; Dy	1,66	1,49
Qx ; Qy	1,15	1,15
R	5	5
Wt(KN)	44855,5186	44855,5186

La force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot WT = 1712,58 \text{ KN} ; V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot WT = 1537,2 \text{ KN}$$

V -6) Vérification réglementaire :

a) La résultante des forces sismiques :

❖ Vérification de la résultante des forces sismiques :

- L'une des vérifications préconisées par le RPA99/2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V.
- Si $F < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force déplacements, moment) dans le rapport $r = (0,8 V / F)$

❖ Effort de sollicitation à la base :

1-méthode spectrale modale :

Spectre	F1	F2
SPX	1694.23	/
SPY	/	1416.95

2- Méthode statique équivalente :

$$V \text{ statique } \left\{ \begin{array}{l} V_x = 1712,58 \\ V_y = 1537,2 \end{array} \right\} \text{ KN}$$

➤ **Constatation :**

• **Sens- X :**

$$V_{x\ dyn} > 0.8 \times V_{x\ sta} = 1370,064\text{ KN}$$

• **Sens- Y :**

$$V_{y\ dyn} > 0.8 \times V_{y\ sta} = 1229,76\text{ KN}$$

La résultante des forces à la base **F** obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} (RPA99/2003 Article.4. 3.6).

b) Vérifications spécifiques :

L'article 7.4.1 du RPA 99v2003, précise que les dimensions de la section transversale du poteau doit satisfaire les conditions suivantes :

1- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone I (OK) (Voir chap. II)

2- Vérification de l'effort normal réduit (Art. 7.4.3.1, RPA 99v2003) :

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Où :

-v : effort normal réduit

- N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

- B_c : section brute de l'élément.

- f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Pour cela, on procèdera à une vérification de l'ensemble des poteaux manifeste des grands efforts normaux afin de mettre en évidence le risque qu'ils courent sous l'effet des efforts normaux qu'ils subiront éventuellement suite à un séisme donné.

V-5 : Tableau de vérification de l'effort normale réduit

Niveaux	Na max(KN)	Section de	v	Vérification
		poteaux (m ²)		<0.3
Sous sol	1927,53	0,55X0,55 (0,3025)	0,255	C.V
RDC 1 ^{er}	1669,24	0,45X0,45 (0,2025)	0,253	C.V
2 ^{ème} 3 ^{ème}	1279,48	0,45X0,45 (0,2025)	0,253	C.V

4 ^{ème} 5 ^{ème}	969,48	0,40X0,40 (0,16)	0,242	C.V
6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	684,96	0,35X0,35 (0,1225)	0,224	C.V

c) **Vérification des déplacements relatifs horizontaux :**

Sous l'action des forces sismique horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y).

Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suite :

$$\delta_k = R x \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i (*y compris l' effet de torsion*).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser les 1% *he*. (*he* est la hauteur libre de l'étage considéré).

✓ **Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :**

➤ **Sens -X:**

PLANCHERS	$\delta_{ek} (m)$	$R x \delta_{ek}$	Δk	1% H étage (m)	$\Delta k_x < 1\% H$
Planchers 10	0,0146	0,0584	0,0060	0,0306	C.V
Planchers 9	0,0131	0,0524	0,0064	0,0306	C.V
Planchers 8	0,0115	0,046	0,0064	0,0306	C.V
Planchers 7	0,0099	0,0396	0,0064	0,0306	C.V
Planchers 6	0,0083	0,0332	0,006	0,0306	C.V
Planchers 5	0,0068	0,0272	0,006	0,0306	C.V
Planchers 4	0,0053	0,0212	0,0056	0,0306	C.V
Planchers 3	0,0039	0,0156	0,0052	0,0306	C.V
Planchers 2	0,0026	0,0104	0,004	0,0306	C.V
Planchers 1	0,0016	0,0064	0,0044	0,0408	C.V
Planchers RDC	0,0005	0,002	0,002	0,0408	C.V

➤ **Sens-Y:**

PLANCHERS	$\delta_{ek} (m)$	$R x \delta_{ek}$	Δk	1% H étage (m)	$\Delta k_y < 1\% H$
Planchers 10	0,0248	0,0992	0,01	0,0306	C.V
Planchers 9	0,0223	0,0892	0,01	0,0306	C.V

<i>Planchers 8</i>	0,0198	0,0792	0,0104	0,0306	<i>C.V</i>
<i>Planchers 7</i>	0,0172	0,0688	0,0108	0,0306	<i>C.V</i>
<i>Planchers 6</i>	0,0145	0,058	0,0104	0,0306	<i>C.V</i>
<i>Planchers 5</i>	0,0119	0,0476	0,0104	0,0306	<i>C.V</i>
<i>Planchers 4</i>	0,0093	0,0372	0,0096	0,0306	<i>C.V</i>
<i>Planchers 3</i>	0,0069	0,0276	0,0088	0,0306	<i>C.V</i>
<i>Planchers 2</i>	0,0047	0,0188	0,0076	0,0306	<i>C.V</i>
<i>Planchers 1</i>	0,0028	0,0112	0,0080	0,0408	<i>C.V</i>
<i>Planchers RDC</i>	0,0008	0,0032	0,0032	0,0408	<i>C.V</i>

a) Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad (\text{Voir partie calcul de } W)$$

$$V_k : \text{effort tranchant d'étage au niveau "k" : } V_k = \sum_{i=1}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ *Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :*

➤ **Sens- X :**

<i>PLANCHERS</i>	<i>W(KN)</i>	<i>Pk(KN)</i>	<i>Vx</i>	<i>Δk</i>	<i>θx</i>	<i>θx ≤ 0.10</i>
<i>Planchers 10</i>	4036.36276	4036.36276	381,46	0,0060	0.02074775	<i>C.V</i>
<i>Planchers 9</i>	3953.00523	7989,37	683,44	0,0064	0.02444954	<i>C.V</i>
<i>Planchers 8</i>	3953.00523	11942,37	856,66	0,0064	0.02915685	<i>C.V</i>
<i>Planchers 7</i>	3896.11998	15838,5	1021,99	0,0064	0.00032414	<i>C.V</i>
<i>Planchers 6</i>	3931.66357	19770,15	1165,26	0,006	0.03326725	<i>C.V</i>
<i>Planchers 5</i>	3974.70985	23744,86	1289,36	0,006	0.03610981	<i>C.V</i>
<i>Planchers 4</i>	4015.99229	27760,85	1399,97	0,0056	0.03628947	<i>C.V</i>
<i>Planchers 3</i>	4064.77841	31825,63	1496,83	0,0052	0.03613154	<i>C.V</i>
<i>Planchers 2</i>	4111.80068	35937,43	1579,21	0,004	0.02974717	<i>C.V</i>
<i>Planchers 1</i>	4289.85905	40227,29	1652,24	0,0044	0.0262567	<i>C.V</i>
<i>Planchers RDC</i>	4289.85905	44855,51	1694,23	0,002	0.01297816	<i>C.V</i>

Sens-Y :

<i>PLANCHERS</i>	<i>W(KN)</i>	<i>Pk(KN)</i>	<i>Vy</i>	<i>Δk</i>	<i>θy</i>	<i>θy ≤ 0.10</i>
<i>Planchers 10</i>	4036.36276	4036.3627	338,67	0,01	0.03894862	<i>C.V</i>

Planchers 9	3953.00523	7989,37	560,8	0,01	0.0465568	<i>C.V</i>
Planchers 8	3953.00523	11942,37	722,40	0,0104	0.05618556	<i>C.V</i>
Planchers 7	3896.11998	15838,5	847,40	0,0108	0.06596718	<i>C.V</i>
Planchers 6	3931.66357	19770,15	956,64	0,0104	0.07023819	<i>C.V</i>
Planchers 5	3974.70985	23744,86	1058,24	0,0104	0.0762601	<i>C.V</i>
Planchers 4	4015.99229	27760,85	1549,68	0,0096	0.05620055	<i>C.V</i>
Planchers 3	4064.77841	31825,63	1235,19	0,0088	0.07409766	<i>C.V</i>
Planchers 2	4111.80068	35937,43	1313,17	0,0076	0.06797015	<i>C.V</i>
Planchers 1	4289.85905	40227,29	1380,24	0,0080	0.05714734	<i>C.V</i>
Planchers RDC	4628.22164	44855,51	1416,95	0,0032	0.02482853	<i>C.V</i>

Remarque : Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé.

VI-1) Calcul des poteaux :

VI-1-1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau VI-1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton			Acier (FE400)		
	γ_b	Fc28 (Mpa)	fbu (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

a) Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA93
 - E L U 1,35 G + 1,5 Q
 - E L S G + Q
- Selon RPA 99 (situation accidentelle)
 - G + Q + E
 - 0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N max → M correspondant

M max → N correspondant

VI-1-2) Recommandation du RPA99v 2003 :

a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Le pourcentage minimale sera de : 0,70 % x sections du poteau (Zone I).

Remarque : la section d'acier minimale est mentionnée dans les tableaux de ferrailage

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3 % (zone I)
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone I)
- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone I)

Φ	12	14	16	20
L_r (cm)	48	56	64	80

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25$ cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales :

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

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

est pris égal à :

- 2.5 → Si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5
- 3.75 → Dans le cas contraire.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3 \%$$

$$\lambda_g \geq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur

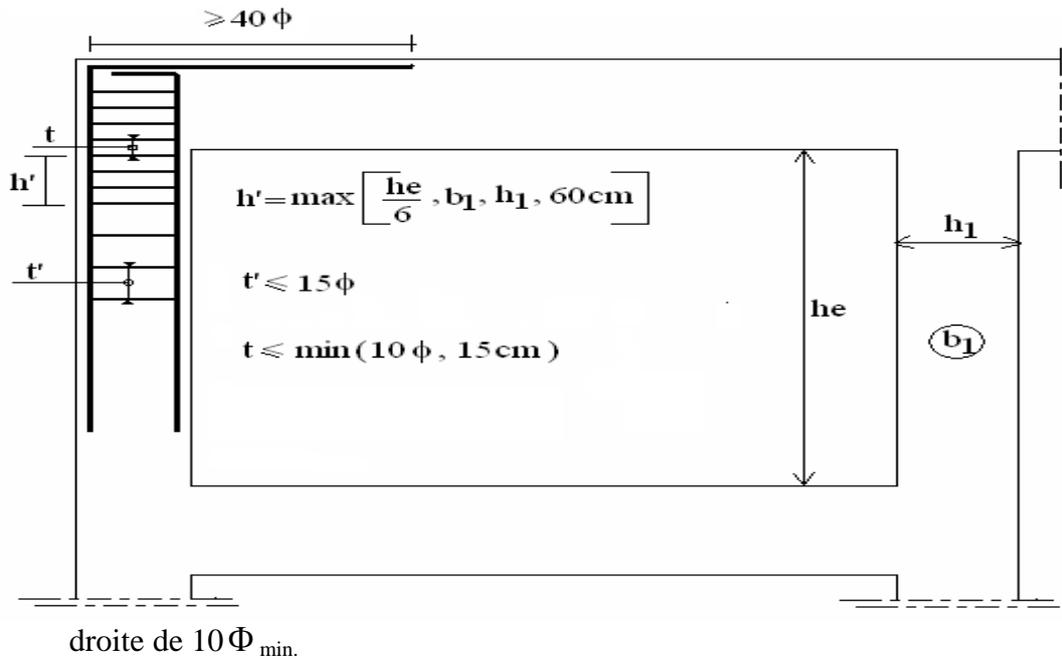
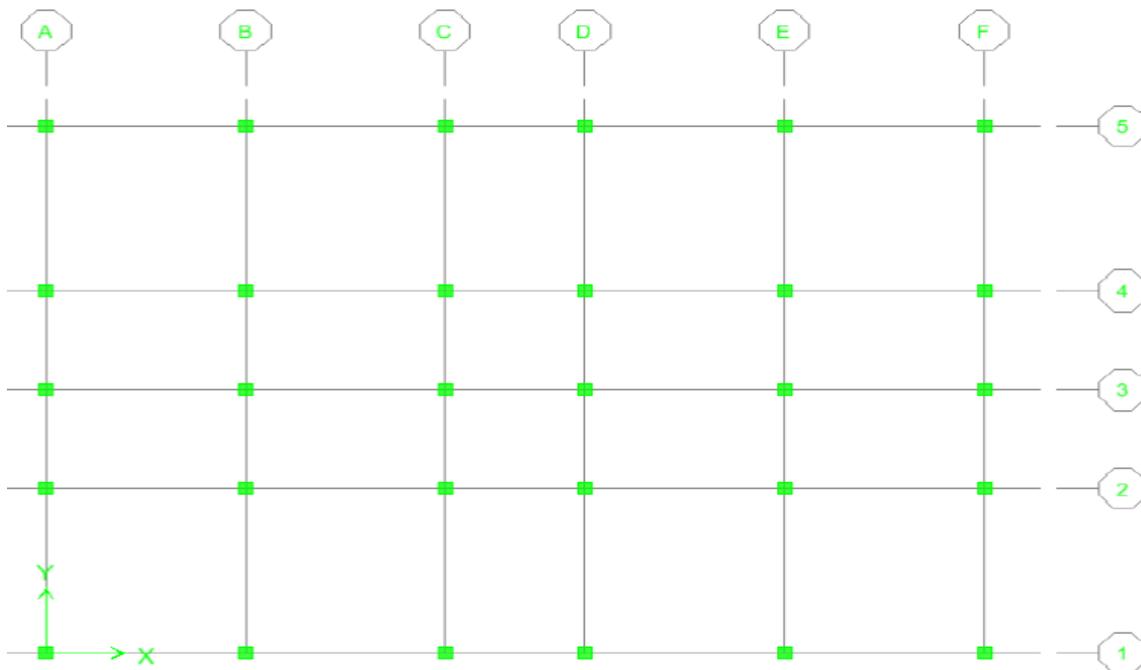


Figure VI-2-2 : Plan de repérage des poteaux



VI-1-3) Résultats des sollicitations :

Les efforts (M, N) obtenues avec le logiciel ETABS sont récapitulées dans les tableaux suivants

➤ Poteaux centraux :

Niveau	N _{max} et M _{Corr}			M _{33max} / N _{Corr} / M _{22Corr}			M _{22max} / N _{Corr} / M _{33Corr}		
	N _{kn}	M _{22kn}	M _{33kn.m}	N _{kn}	M _{33kn}	M _{22kn.m}	N _{kn}	M _{22kn}	M _{33kn.m}
9 ^e me	187,11	54,025	18,818	95,09	25,92	31,012	176,11	50,724	18,423
8 ^e me	360,21	44,269	15,017	179,19	17,219	19,637	203,52	32,349	7,514
7 ^e me	539,84	43,547	14,906	267,4	18,504	20,64	305,12	34,462	8,158
6 ^e me	726,07	34,676	11,545	359,27	17,335	18,7	410,83	32,102	7,47
5 ^e me	922,22	43,235	13,967	455,24	22,601	23,519	521,24	41,442	9,444
4 ^e me	1125,08	31,845	9,895	557,08	17,814	18,032	637,58	32,445	7,347
3 ^e me	1341,38	36,22	10,801	664,09	21,042	20,919	758,8	38,097	8,6
2 ^e me	1565,98	25,724	7,265	777,6	15,133	15,113	885,65	27,341	6,310
1 ^{er}	1806,09	26,77	6,934	909,8	18,547	4,179	1016,5	27,594	6,552
RDC	2057,01	17,024	3,401	1036,43	13,147	1,815	1166,93	15,983	1,895
s/sol	2405,2	9,331	1,051	1177,23	19,068	1,539	1312,54	25,851	3,027

➤ Poteaux de rive :

Niveau	N _{max} et M _{Corr}			M _{22max} / N _{Corr} / M _{33Corr}			M _{33max} / N _{Corr} / M _{22Corr}		
	N _{max}	M _{22corr}	M _{33corr}	N _{max}	M _{22corr}	M _{33corr}	N _{max}	M _{22corr}	M _{33corr}
9 ^e me	250,12	9,536	1,805	133,34	18,783	8,716	142,64	23,025	3,937
8 ^e me	472,45	9,279	1,833	242,32	17,248	7,84	262,65	19,812	3,645
7 ^e me	698,29	0,464	2,172	352,76	17,373	3,293	384,51	16,632	3,708
6 ^e me	868,33	3,9	1,847	436,72	15,314	1,056	473,46	13,632	4,188
5 ^e me	1043,56	5,346	2,324	523,85	21,291	1,167	570,46	16,504	5,667
4 ^e me	1219,5	5,54	1,72	611,44	17,801	0,351	678,38	13,186	4,643
3 ^e me	1400,83	7,875	2,002	702,2	22,209	0,288	780,51	15,624	5,942
2 ^e me	1583,01	8,015	1,21	793,37	18,111	1,051	882,3	12,627	5,41
1 ^{er}	1771,11	8,527	2,065	887,86	21,341	1,015	986,1	15,803	6,502
RDC	1964,67	11,652	0,621	985,34	15,303	2,601	1091,24	12,454	5,775
s/sol	2224,61	8,659	1,28	1093,91	23,848	1,447	1205,95	24,119	9,2

niveau	N _{max} et M _{Corr}			M _{22max} / N _{Corr} / M _{33Cor}			M _{33max} / N _{Corr} / M _{22Corr}		
	N _{max}	M _{22corr}	M _{33corr}	N _{max}	M _{22corr}	M _{33corr}	N _{max}	N	M _{22corr}
9 éme	168,11	11,313	19,164	157,11	21,451	16,274	94,93	20,316	6,388
8 éme	319,21	6,514	14,029	167,32	10,266	0,236	177,65	15,706	3,766
7 éme	469,58	8,054	15,095	247,41	12,128	1,367	259,71	17,573	4,077
6 éme	619,8	6,164	12,303	327,36	11,415	1,13	341,68	15,078	2,976
5 éme	773,59	7,955	16,052	408,12	14,832	1,379	426,44	20,209	3,615
4 éme	927,11	6,08	12,634	491,01	11,879	1,159	511,27	17,06	2,439
3 éme	1084,83	7,905	15,609	574,1	14,205	1,84	598,42	21,485	2,899
2 éme	1242,43	6,28	13,156	659,12	10,493	1,925	685,06	18,771	2,096
1 er	1404,75	7,317	11,404	1382,31	11,837	9,247	773,57	23,311	0,873
RDC	1572,05	4,436	29,379	1541	12,784	7,149	863,65	18,706	7,196
s/sol	1719,55	0,165	18,905	1681,98	34,282	8,447	932,76	30,792	0,735

➤ Poteaux d'angle :

❖ **Exemple de calcul :**

Nous allons détailler le calcul du poteau axe (2-B) du niveau sous sol de section (55x55) cm², ce dernier sera calculé dans les deux plans en envisageant les cas de figure suivante :

N max → M correspondant

M max → N correspondant

➤ **Plan 1-2 :**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 2405,2 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{33 \text{ corre}} = 1,051 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; L/250) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Excentricité additionnelle} = 2 \text{ cm}$$

• **Excentricité du 1^{er} ordre a l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (1,051 / 2405,2) + 0,02 = 0,02 \text{ m}$$

- **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement :**
- a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement**

Elancement géométrique :

$$l_f = 0,7l_0 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,856}{0,55} = 5,19m$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,02}{0,55} = 0,72$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15, 1, 0, 72) \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{1,32}{1,32 + 0,574} \Rightarrow \alpha = 0.69$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = 0,015m \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} e_0 = e_1 + e_2 = (0,02 + 0,015) = 0,035m \\ M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2405,2 \times 0,035 = 84.182KN.m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,035 + \left(0,5 - \frac{0,55}{2}\right) = 0.26m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 2405,2 \times 0,26 = 625,35KN.m \end{cases}$$

- **Ferrailage**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{625,35 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,5)^2 \times 14,2} = 0,32$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé

d-Excentricité à l'ELS :

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,00108$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,00108 + \left(0,5 - \frac{0,55}{2}\right) = 0,23m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 394,87 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = 1,071$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0,44$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 0,41m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{625,35 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,41 \times 348} = 43,83 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 21.99 - \frac{1194.13 \times 10}{400} = -25,3 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Section minimale :

- **Selon BAEL :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 45 \times 40,5$$

$$A_{\min} = 3.32 \text{cm}^2$$

- **Selon le RPA 99:**

$$A_{\min} = 0,8\%bh = 0,007 \times 55 \times 55 = 21,18 \text{cm}^2$$

$$A < A_{\min}$$

On adopte : 12T16=28,65

-Plan 1-2 : (2^{ème} cas $N_{\max} / M_{33\text{corr}}$)

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\max} = 19,068 \text{ KN.m} \\ M_{33\text{ corr}} = 1177,23 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (19,068 / 1177.23) + 0.02 = 0,036$$

- **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement**
- a- **Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :**

Elancement géométrique :

$$l_f = 0,7l_0 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856m$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2,856}{0,55} = 5,19m$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20x \frac{0,036}{0,55} = 1,31$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15;1,31) \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{1,32}{1,32 + 0,574} \Rightarrow \alpha = 0.69$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = 0,015m \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 1177,23 \times 0,051 = 60,04 KN.m \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,036 + 0,015) = 0,051m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,051 + \left(0,5 - \frac{0,55}{2}\right) = 0,28m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 1177,23 \times 0,28 = 329,62 KN.m \end{cases}$$

• Ferrailage

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{329,62 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,5)^2 \times 18,48} = 0,13$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé

d-Excentricité à l'ELS :

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0011$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,0011 + \left(0,5 - \frac{0,55}{2}\right) = 0,23m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 388,61KN.m \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1,02$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.16$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 0.45m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{329,62 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,45 \times 348} = 21,05cm^2$$

Armature en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 21,05 - \frac{1177,23 \times 10}{348} = -12,77cm^2 \end{cases}$$

Section minimale :

➤ Selon BAEL :

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 45 \times 40,5$$

$$A_{\min} = 3.32\text{cm}^2$$

- **Selon le RPA 99:**

$$A_{\min} = 0,7\%bh = 0,007 \times 55 \times 55 = 21,18\text{cm}^2$$

$$A < A_{\min}$$

On adopte : 12T16=24,13cm²

- **Tableau récapitulatif :**

- **Plan 1-2 :**

Plan	Niveau	Section (Cm ²)	N (KN)	M _u (KN.m)	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (BAEL)	A _{min} (cm ²) (RPA)
Plan 1-2	Sous-sol	55x55	2405,2	1,051	-25,3	0	3,32	21,18
Plan 1-2	Sous-sol	55x55	1177,23	19,068	-12,77	0	3,32	21,18

Tableau VI-3 : Tableau récapitulatif (plan 1-2)

- **Plan 1-3 :**

Même démarche de calcul que plan 1-2 avec une section (b=0,55, h=0,55)

Plan	Niveau	Section (Cm ²)	N (KN)	M _u (KN.m)	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (BAEL)	A _{min} (cm ²) (RPA)
Plan 1-3	Sous-sol	55x55	2405,2	9,331	-17,49	0	3,32	21,18
Plan 1-3	Sous-sol	55x55	1312,54	25,851	-9	0	3,32	21,18

Tableau VI-4 : Tableau récapitulatif (plan 1-3).

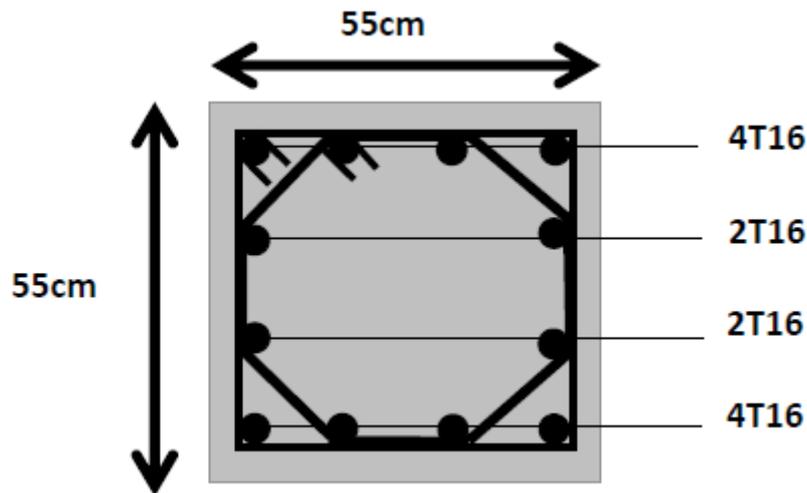


Fig.VI-2-3).Ferrailage du poteau du Sous sol

VI-1-4) Résultats de ferrailage :

Le ferrailage longitudinal des poteaux obtenus avec le logiciel ETABS est récapitulé dans les tableaux suivants :

NIVEAU	Section du poteau	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	Section choisie (cm ²)
S/S	55X55	10,372	21,17	12T16	24,13
RDC	50X50	8,871	17,5	12T14	18,47
1 ^{ère} étage	50X50	8,871	17,5	12T14	18,47
2 ^{ème} étage	45X45	6,831	14,17	12T14	18,47
3 ^{ème} étage	45X45	6,831	14,17	12T14	18,47
4 ^{ème} étage	40X40	5,262	11,2	8T14	12,32
5 ^{ème} étage	40X40	5,262	11,2	8T14	12,32
6 ^{ème} étage	35X35	3,747	8,56	8T12	9,05
7 ^{ème} étage	35X35	3,747	8,56	8T12	9,05
8 ^{ème} étage	35X35	3,747	8,56	8T12	9,05
9 ^{ème} étage	35X35	3,747	8,56	8T12	9,05

TableauVI-5 : ferrailage longitudinales des poteaux.

VI-1-5) Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime

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

Où :

- τ_u : contrainte de cisaillement
- T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée
- b_0 : la largeur de la section étudiée
- la hauteur utile

Selon BAEL :

$$\tau_{\text{lim}} = \min \begin{cases} 0,20x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{pour une fissuration peu préjudiciable.} \\ 5\text{MPa.} \end{cases}$$

✓ Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les deux plans sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Poteaux	Tu max (KN)		τ_u (MPa)		τ_{lim} (MPa)	$\tau_u < \tau_{\text{lim}}$
	Plan 1-2 V2	Plan 1-3 V3	Plan 1-2	Plan 1-3		
35× 35	24,81	39,38	0,225	0,357	3,33	ok
40 ×40	25,24	10,97	0,175	0,076	3,33	ok
45 ×45	25,43	27,2	0,139	0,149	3,33	ok
50× 50	23,61	22,74	0,104	0,101	3,33	ok
55 ×55	21,2	10,59	0,086	0,038	3,33	ok

Tableau.VI-6 : Vérifications des contraintes tangentielles dans les poteaux.

- Armatures transversales :

a) L'espacement :

D'après (RPA99 version 2003, article 7.4.2.2)

Soit s_t l'espacement des armatures transversales. Il est déterminé en (zone I) comme suit :

- ❖ En zone nodale :

$$s_t \leq \min(10 \times \theta_{\min}; 15\text{cm})$$

$$t \leq \min(10 \times (1,6); 15\text{cm})$$

$$t \leq \min(16\text{cm}; 15\text{cm})$$

$$t \leq 10\text{cm}$$

La longueur pour laquelle on garde cet espacement appelée (h') fixée par le (RPA9 version 2003) est définie comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b1; h1; 60\text{cm}\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6} = 59,5\text{cm}; 45\text{cm}; 45\text{cm}; 60\text{cm}\right)$$

Donc $h'=60\text{cm}$ (en haut et en bas des poteaux).

❖ **En zone courante :**

$$t' \leq 15 \times \theta_1 \text{ (Figure(VI - 2 - 1))}$$

$$t \leq 15 \times (1,6) = 24\text{cm}$$

$$t' = 15\text{cm}$$

b) Détermination de (ρ_a) et (A_{\min})

❖ **Calcul de λ_g :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{\alpha} \text{ avec } L_f = 0,7 \times l$$

L : longueur du poteau.

Les valeurs de (λ_g) (ρ_a) et (A_{\min}) pour chaque niveau sont indiquées dans le tableau ci-après :

$$A_t = \begin{cases} 0,3\% \times t \times b1 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \times t \times b1 & \text{si } \lambda_g \geq 3 \end{cases} \quad (1)$$

$$(2)$$

int interpoler entre (1) et (2) si $3 < \lambda_g < 5$

Niveau	L (m)	Lf (m)	a (m)	λ_g	A_{\min}^2 (cm)	(ρ_a)
6ème ,7ème ,8ème et 9ème Etage	2,66	1,86	0,35	5,31	1,05	3,75
4ème et 5ème Etage	2,66	1,86	0,40	4,65	1,55	2,5
2ème et 3ème Etage	2,66	1,86	0,45	4,13	2,32	2,5
1er Etage	2,66	1,86	0,50	3,72	3,1	2,5
RDC	3,68	2,58	0,50	5,16	1,5	3,75

S/sol	3,68	2,58	0,55	4,69	2,07	2,5
-------	------	------	------	------	------	-----

Tableau VI-7 : les valeurs (λ_g) (ρ_a) et (A_{\min}) de pour chaque niveau.

C) Détermination de (A_t) :

En remplaçant les valeurs ci-dessus dans la relation suivant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} \quad \text{avec} \quad (f_e = 235 \text{ MPA})$$

Nous avons : **Tableau.VI-8 : les armatures transversales pour chaque poteau**

Niveau	ρ_a	V_u max (KN)	t(m)	h1 (m)	A_t (cm ²)	A_t min (cm ²)	Chois des aciers	Section choisie (cm ²)	V_u max (KN)
6ème ,7ème ,8ème et 9ème Etage	3,75	39,38	0,10	0,35	1,79	1,05	4T8	2,01	3,75
4ème et 5ème Etage	2,5	21,2	0,10	0,40	0,56	1,55	4T8	2,01	2,5
2ème et 3ème Etage	2,5	27,2	0,10	0,45	0,64	2,32	5T8	2,51	2,5
1er Etage	2,5	23,61	0,10	0,50	0,5	3,1	4T10	3,14	2,5
RDC	3,75	23,61	0,10	0,50	0,75	1,5	4T8	2,01	3,75
S/sol	2,5	25,24	0,10	0,55	0,49	2,07	5T8	2,51	2,5

NB : Au niveau des noeuds (c'est-à-dire l'intersection Poteau-poutre) le RPA99 V2003 impose la disposition des cadres en 2U superposés avec alternance dans l'orientation, et il faut avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeud.

• **Vérification spécifiques selon RPA :**

a) sollicitation tangentes : (article 7.4.3.2 RPA 99) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations tangentes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-9 : Vérification des poteaux sous sollicitation tangente.

Niveaux	Sections	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	T_u max (KN)	λ_u (MPa)	$T_u <$
---------	----------	-------------	----------	-------------	----------------	-------------------	---------

					Plan 1-2 V ₂	Plan 1-3 V ₃	Plan 1-2 V ₂	Plan 1-3 V ₃	
6ème ,7ème ,8ème et 9ème Etage	35× 35	5 ,32	0,075	1,875	24,81	39,38	0,225	0,357	ok
4ème et 5ème Etage	40× 40	4,65	0,04	1	25,24	10,97	0,175	0,076	ok
2ème et 3ème Etage	45× 45	4 ,13	0,04	1	25,43	27,2	0,139	0,149	ok
1er Etage	50 ×50	3,72	0,04	1	23,61	22,74	0,104	0,101	ok
RDC	50 ×50	5,15	0,075	1,875	23,61	22,74	0,104	0,101	ok
S/sol	55× 55	4,68	0,04	1	21,2	10,59	0,086	0,038	ok

VI-2) Calcul des poutres :

VI-2-1) Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35 G + 1.5 Q ELU(1)
- G + Q ELS.....(2)
- 0.8 G ± E RPA 99 Version 2003.....(3)
- G + Q + E RPA 99 Version 2003.....(4)

VI-2-2) Recommandation du RPA version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section :

1. **Poutres principales** : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

2. **Poutres secondaires** : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

1. **Poutres principales** : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

2. **Poutre secondaire** : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

1. **Poutre principale** : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

2. **Poutre secondaire** : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 40θ (zone I) □
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeud.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

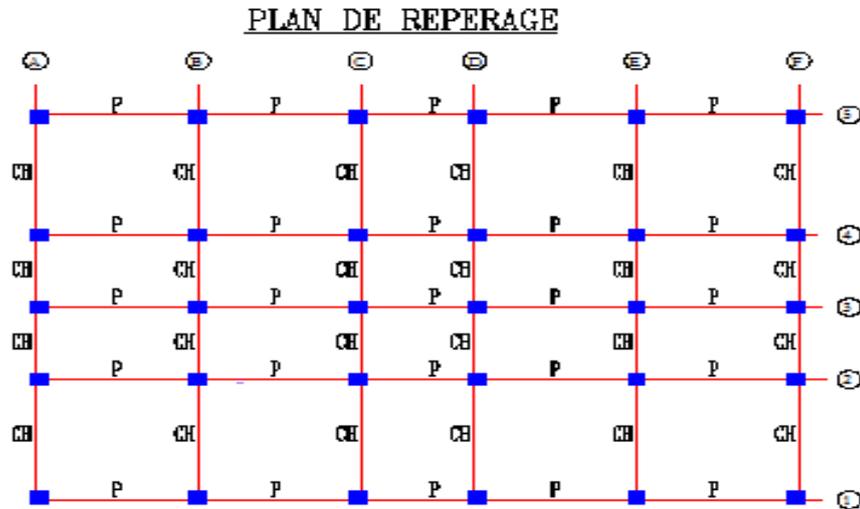
$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{2}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.



VI-2-3) Exemple de calcul :

➤ Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L.91**

On prend comme exemple de calcul une poutre principale de section (30x40) cm² du plancher terrasse ce dernier sera calculé en flexion simple avec les sollicitations suivantes

En appuis : $M_a = 79,873 \text{ KN.m}$ (ELU)

En travée : $M_t = 35,883 \text{ KN.m}$ (ELU)

Effort tranchant : $T = 87,87 \text{ KN}$

➤ **Ferrailage :**

-En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35,883 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,065$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,36 \times (1 - 0,6 \times 0,065) = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{35,883 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,34 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2$$

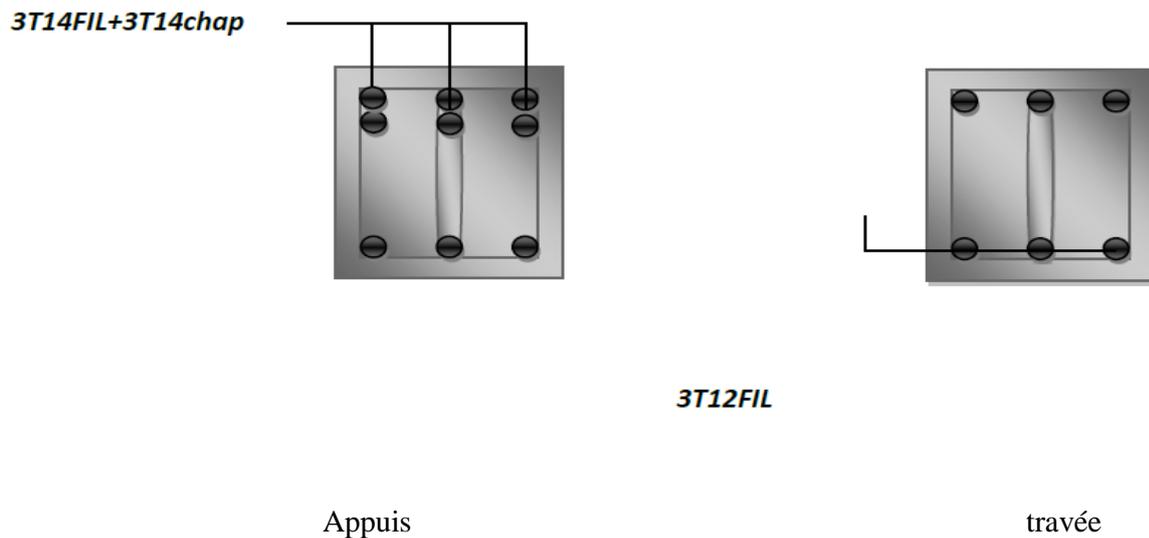
-En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{79,873 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,14$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,36 \times (1 - 0,6 \times 0,14) = 0,32 \text{ m}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{79,873 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,32 \times 348} = 6,98 \text{ cm}^2$$

Figure VI-2-2 : Ferrailage de la poutre principale suivant l'axe 3 au niveau de la terrasse



➤ **Vérification de condition non fragilité :**

- Selon BAEL :

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

$$A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2$$

- Selon RPA

$$A_{\min} = 0,5\% . b . h = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des efforts tranchants :**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{87,87 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\lim} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \rightarrow CV$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = 1,36$$

-en appuis :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,19$$

$$\alpha = 0,19 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

-en travée :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,084$$

$$\alpha = 0,148 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\emptyset \leq \min \begin{cases} \frac{h_{\max}}{35} = \frac{400}{35} = 11,42mm \\ \emptyset \ell \min = 12 mm \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30 mm \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } \emptyset t = 8 mm$$

➤ **Espacement des armatures transversales proposé par R.P.A 99 v2003 :**

$$\text{Zone nodale : } S \leq \min \begin{cases} \frac{h_{\max}}{4} = 10cm \\ 12\emptyset \ell \min = 14,4 cm \end{cases} \text{ On prend : } \boxed{S = 10 cm.}$$

$$L' = 2.h = 2.40 = 80 cm$$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h_{\max}}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}, \text{ donc on adopte un espacement de } 15 \text{ cm en zone courante.}$$

- **Vérification RPA :**

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- **Ancrage des armatures :**

Il faut limiter la contrainte d'adhérence pour assurer un bon ancrage :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s \cdot f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$$

- **Longueur de scellement :**

- **Selon les règles de BAEL :**

$$\text{Pour T14} \rightarrow L_s = \frac{\Phi_t \cdot f_e}{4\tau_{su}} = \frac{14 \times 400 \cdot 10^{-3}}{4 \times 2,84} = 0,50 \text{ m}$$

Soit $L_s = 50 \text{ cm}$

- **Selon les règles de R.P.A 99 v2003**

$$\text{Pour T14} \rightarrow L_s = 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte $L_s = 60 \text{ cm}$.

VI-2-4) Sollicitations et ferrailage des poutres et des chainages est résumé dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

Niveaux	axes	Résultats de calcul	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
			Appuis	Trave	Appuis								
		Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	3,71	3,35	4,056	3,18	4,16	1,66	4,18	3,186	4,053	3,35	3,709
	Axe												

terra se	1	Choix des barres	3T12 Fil+ 1T12 chap	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.
	Axe 2	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	5,225	4,56	4,73	4,08	10,4	1,81	10,45	4,086	4,71	4,59	5,23
		Choix des barres	3T12 FIL+ 2T12 chap.	3T12 Fil 2T12 chap.	3T12 FIL+ 2T12 chap.	3T12 Fil 1T12 chap.	3T12Fil + 5T14 chap.	3T12 Fil	3T12Fil+ 5T14 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 FIL+ 2T12 chap.	3T12 FIL+ 2T12 chap.	3T12 FIL+ 2T12 chap.
	Axe 3	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	1,66	1,74	5,39	3,25	3,48	1,67	3,52	3,25	5,35	1,74	1,66
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil.	3T12Fil + 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.

Axe 4	Amin (RPA) cm ²	6										
	A calculé cm ²	2,67	4,42	9,57	4,61	2,14	1,66	2,16	4,607	9,54	3,802	2,688
	Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 5T14 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 5T14 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.
Axe 5	Amin (RPA) cm ²	6										
	A calculé cm ²	3,902	3,811	4,98	3,85	3,66	1,67	3,68	3,85	4,95	3,813	3,898
	Choix des barres	3T12 Fil +1T12 chap.	3T12 Fil +1T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil +1T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.

Niveau	axes	Résultats de calcul	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
			Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis
RDC	Axe 1	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	4,067	3,856	4,19	3,86	4,05	1,67	4,067	3,86	4,3	3,93	3,76

RDC		Choix des barres	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 1T12 chap.								
	Axe 2	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	6,403	6,44	6,574	6,12	7,19	1,66	7,226	6,12	6,745	6,34	5,972
		Choix des barres	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil 3T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil+ 3T14 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 3T14 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.			
	Axe 3	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	1,66	1,74	5,22	4,64	4,54	1,67	4,587	4,632	5,182	1,741	1,66
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.
	Axe 4	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	5,99	6,28	7,17	6,18	5,83	2,13	7,82	6,75	7,17	6,21	5,57
Choix des barres		3T12 Fil+ 3T12 chap..	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil+ 3T14 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T14 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil+ 3T14 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.
Amin (RPA)		6											

Axe 5	cm ²	4,076	3,85	4,337	3,91	3,79	2,66	4,02	4,83	4,29	3,93	3,767
	A calculé cm ²											
	Choix des barres	3T12 Fil +1T12 chap.	3T12 Fil +1T1 2 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil +1T12 chap.	3T12Fil + 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.

Niveau	axes	Résultats de calcul	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
			Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis
Etage courant	Axe 1	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	4,16	2,9	3,21	2,92	4,22	1,66	4,24	2,93	3,21	2,91	4,15
		Choix des barres	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil	3T12 Fil	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil	3T12 Fil	3T12 Fil
	Axe 2	Amin (RPA) cm ²	6										
		A calculé cm ²	6,22	4,04	4,76	4,51	10	1,67	10,71	4,54	4,74	4,05	6,23
		Choix des barres	3T12 Fil+ 3T12 chap.	3T12 Fil 1T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12Fil + 5T14 chap.	3T12 Fil	3T12Fil+ 5T14 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 3T12 chap.

Axe 3	Amin (RPA) cm ²	6										
	A calculé cm ²	1,66	1,67	5,3	3,38	3,56	1,66	3,6	3,39	5,25	1,66	1,67
	Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil	3T12Fil + 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.
Axe 4	Amin (RPA) cm ²	6										
	A calculé cm ²	3,21	3,08	9,1	4,46	2,98	1,96	3,00	4,46	9,06	2,87	3,23
	Choix des barres	3T12 Fil	3T12 Fil	3T12 Fil+ 3T16 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 1T12 chap	3T12 Fil+ 3T16 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil
Axe 5	Amin (RPA) cm ²	6										
	A calculé cm ²	4,56	3,34	4,1	3,48	3,94	2,66	3,97	3,5	4,06	3,35	4,59
	Choix des barres	3T12 Fil +2T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil +1T12 chap.	3T12Fil + 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 2T12 chap.

➤ **Poutres secondaires :**

Niveau	axes	Résultats de calcul	chainage 01		chainage 02		chainage 03		chainage 04		
			Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis

Terra se	Axe A	Amin (RPA) cm ²	5,25								
		A calculé cm ²	3,078	3,078	3,780	2,77	6,087	3,078	2,74	3,078	3,46
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 Chap.
	Axe B	Amin (RPA) cm ²	5,25								
		A calculé cm ²	3,078	1,77	5,015	3,078	7,87	3,078	4,215	1,48	3,078
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T12 Chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 3T14 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.
	Axe C	Amin (RPA) cm ²	5,25								
		A calculé cm ²	2,88	1,79	4,789	3,078	5,304	3,078	3,305	1,53	3,24
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.
Axe D	Amin (RPA) cm ²	5,25									
	A calculé cm ²	2,89	1,57	4,794	3,078	5,315	3,078	3,314	1,59	3,12	
	Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil	3T12 Fil.	3T12 Fil	

Axe E	Amin (RPA) cm ²	5,25									
	A calculé cm ²	3,078	1,76	5,013	3,078	7,88	3,078	4,213	1,49	3,078	
	Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil+	3T12 Fil+ 3T14 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	
Axe F	Amin (RPA) cm ²	5,25									
	A calculé cm ²	3,078	3,078	3,768	2,76	6,071	3,078	2,72	3,078	3,45	
	Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 Chap.	

Niveaux	axes	Résultats de calcul	chainage 01		chainage 02		chainage 03		chainage 04			
			Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	
		Amin (RPA) cm ²	5,25									

RDC	Axe A	A calculé cm ²	3,078	3,078	2,05	2,350	3,078	1,44	3,078	1,44	2,14	
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.
	Axe B	Amin (RPA) cm ²	5,25									
		A calculé cm ²	3,078	1,44	3,078	3,078	2,61	1,44	2,39	2,78	2,15	
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	
	Axe C	Amin (RPA) cm ²	5,25									
		A calculé cm ²	3,078	1,57	3,078	1,44	3,078	2,23	2,78	1,23	1,57	
		Choix des barres	3T1 2 Fil.	3T12 Fil.								
	Axe D	Amin (RPA) cm ²	5,25									
		A calculé cm ²	3,078	1,55	3,079	1,47	3,077	2,24	2,79	1,21	1,56	
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	

RDC	Axe E	Amin (RPA) cm ²	5,25								
		A calculé cm ²	3,079	1,46	3,076	3,077	2,63	1,45	2,37	1,76	2,13
		Choix des barres	3T12 Fil.								
	Axe F	Amin (RPA) cm ²	5,25								
		A calculé cm ²	3,077	3,079	2,07	2,352	3,077	1,41	3,078	1,48	2,17
		Choix des barres	3T12 Fil.								

Niveau x	axes	Résultats de calcul	chainage 01		chainage 02		chainage 03		chainage 04		
			Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis	Trave	Appuis
		Amin (RPA) cm ²	5,25								

Etage courat	Axe A	A calculé cm ²	3,078	3,078	5,49	3,078	6,55	3,078	3,17	3,078	3,290	
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil	3T12 Fil.	3T12 Fil	
	Axe B	Amin (RPA) cm ²	5,25									
		A calculé cm ²	3,078	3,078	6,28	3,078	7,89	3,078	4,45	3,078	3,078	
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T12 Chap.	3T12 Fil .	3T12 Fil+ 3T14 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.	
	Axe C	Amin (RPA) cm ²	5,25									
A calculé cm ²		3,078	3,078	4,67	3,078	5,78	3,078	4,65	3,078	3078		
Choix des barres		3T12 Fil	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T14 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T14 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil		
Axe D	Amin (RPA) cm ²	5,25										
	A calculé cm ²	3,078	3,078	4,68	3,078	5,89	3,078	4,66	3,078	3,078		
	Choix des barres	3T12 Fil	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T14 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T14 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil		

Etage courat	Axe E	Amin (RPA) cm ²	5,25								
		A calculé cm ²	3,078	3,078	6,29	3,078	7,90	3,078	4,46	3,078	3,078
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T12 Chap.	3T12 Fil	3T12 Fil+ 3T14 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 1T14 chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil.
	Axe F	Amin (RPA) cm ²	5,25								
		A calculé cm ²	3,078	3,078	5,48	3,078	6,53	3,078	3,15	3,078	3,280
		Choix des barres	3T12 Fil.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 2T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil+ 3T12 Chap.	3T12 Fil.	3T12 Fil	3T12 Fil.	3T12 Fil

➤ **Poutres palière :**

Résultats de calcul	Appuis	Travée	Appuis
Amin(RPA) cm ²	5,25		
A Calculé cm ²	3,087	2,62	3,08
Choix des barres	3T12 Fil	3T12 Fil	3T12 Fil

VI-3) Calcul des voiles :

VI-3-1) Introduction :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99v2003 :

- Section minimale d'armatures horizontales et verticales :
 - 0,15 % de la section globale du voile
 - 0,10 % en zone courante
 - Espacement des aciers horizontaux et verticaux $St \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm})$

a : épaisseur du voile

- **Longueur de recouvrement :**

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI-3-2) Les combinaisons de calcul :

D'après RPA99_v2003 article (7-7-4), les trumeaux seront calculés en flexion composée (effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M)) tirées à partir du fichier résultat de l'ETABS sous les combinaisons de calcul suivantes :

- **1.35 G + 1.5 Q ELU**
- **G + Q ELS**
- **0.8 G ± E RPA 99 Version 2003**
- **G + Q + E RPA 99 Version 2003**

VI-3-3) Pré dimensionnement :

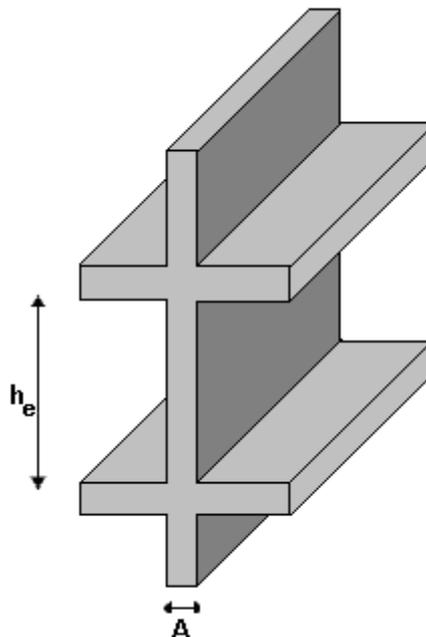


Fig.VI-3-1 : schéma du voile

$A \geq h_e / 20$ Avec A : épaisseur du voile
 h_e : hauteur d'étage

RDC: $h_e = 4,08\text{m} \rightarrow$ en adopte $e=25\text{ cm (Type01)}$

Étage courant : $h_e = 3,06\text{ m} \rightarrow$ en adopte $e=20\text{cm (Type02)}$

$h_e = 3,06 \rightarrow$ en adopte $e=15\text{cm (Type03)}$

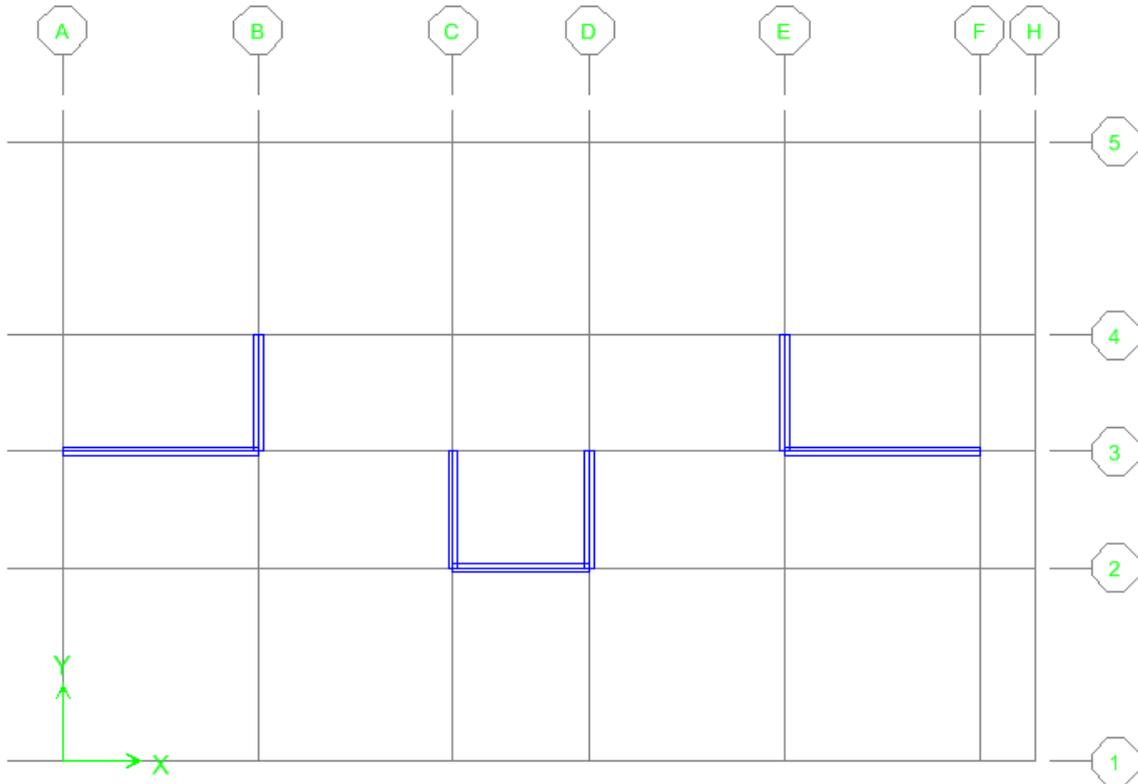


Fig.VI-3-2 : Plan de repérage des voiles

❖ **Exemple de calcul :**

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 niveau Sous Sol
Détermination des sollicitations

➤ **Plan 1-2 : (1er cas : $N_{\max} / M_{33\text{cor}}$)**

$N_{\max} = 2799,44 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_{33 \text{ corre}} = 222,705 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = 2\text{cm}$

Excentricité additionnelle = 2 cm

- **Excentricité du 1er ordre a l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (222,705 / 2799,44) + 0,02 = 0,099 \text{ m}$$

- **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement :**

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4,08 = 3,4 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2,85}{3} = 0,95 \text{ m}$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,099}{3} = 0,66$$

$$\frac{l_f}{h} < \max(15; 0,66) \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{154,715}{154,715 + 38,863} \Rightarrow \alpha = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = 0,0029 \text{ m} \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2799,44 \times 0,3529 = 285,26 \text{ KN.m} \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,099 + 0,0029) = 0,1019 \text{ m} \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,1019 + \left(2,7 - \frac{3}{2}\right) = 1,30 \text{ m} \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 2799,44 \times 1,30 = 3644,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3644,59 \times 10^{-3}}{0,25 \times (2,7)^2 \times 14,2} = 0,140$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 2.47m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3644,59 \times 10^{-3} \times 10^4}{2.47 \times 348} = 42,40 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 42,40 - \frac{2799,44 \times 10}{348} = -38,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'acier est négative donc on adopte la section minimale.

Section minimale :

- Selon BAEL :

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \times 25 \times 270 = 8,15 \text{ cm}^2$$

- Selon RPA 99 :

$$A_{\min} = 0,15\% bh$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 25 \times 300 = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A \text{ on prend : } A_{\min}$$

Soit : T14 avec un espacement de 15cm.

 **Plan 1-2 : (2ème cas M33max / Ncor) :**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{33 \max} = -1001,61 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{cor}} = 2413,23 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ e_a = \text{Max}(2\text{cm} ; L/250) = \text{Max}(2\text{cm} ; 408/250) = 2\text{cm} \\ \text{Excentricité additionnelle} = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (1001,61/2413,23) + 0,02 = 0,42m$$

a- Sollicitation ultimes corrigées par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = 0,7l_0 = 2,85m$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2,85}{3} = 0,95m$$

$$20 \cdot \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,42}{3} = 2,80$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,7 < \max(15; 2,80) = 15 \rightarrow CV$$

Calcul en **flexion composée** en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{154,715}{154,715 + 38,863} \Rightarrow \alpha = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha\phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,85^2}{3 \times 10^4} (2 + 0,79 \times 2) = 0,0029m \quad \text{telque : } \phi = 2$$

Avec ϕ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

b- Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} M_{uc} = N(e_1 + e_2) = 2413,23 \times 0,4229 = 1020,55 KN.m \\ e_0 = e_1 + e_2 = (0,34 + 0,0029) = 0,4229m \end{cases}$$

c- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,4229 + \left(2,70 - \frac{3}{2}\right) = 1,6229m \\ M_{ua} = N \cdot e_a = 3916,43 KN.m \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7241,65 \times 10^{-3}}{0,2 \times (3,51)^2 \times 18,478} = 0,151$$

$$\mu_{bu} \geq \mu_{bc} \Rightarrow \text{La section partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.}$$

d-Excentricité a ELS :

$$e_{0ser} = (M_{ser} / N_{ser}) = (162,452/2043,63) = 0,079$$

e-Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,079 + \left(2,7 - \frac{3}{2} \right) = 1,28m \\ M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 2613,80KN.m \end{cases}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{3916,43}{2613,80} = 1.49$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.3329$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 2.45m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3916,43 \times 10^{-3} \times 10^4}{2.45 \times 400} = 39,96cm^2$$

Armature en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 39,96 - \frac{2413,23 \times 10}{400} = -20,36cm^2 \end{cases}$$

Section minimale :

- Selon BAEL :

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \times 25 \times 270 = 8,15cm^2 \text{ au droit de la face du béton tendu}$$

- Selon RPA 99 :

$$A_{min} = 0,15\%bh$$

$A_{min} = 0,0015 \times 205 \times 300 = 11,25cm^2$ représentant la section d'armature verticale totale sur toute la section droite.

Donc on adopte un ferrailage vertical en T14 avec un espacement de 15cm.

Pour les autres types de voiles on va suivre la même procédure qui donne les résultats suivants

✓ Les résultats des calculs de ferrailage vertical sont récapitulés dans les tableaux suivant :

➤ Type 01 :

voile	Section (m ²)	plans	Section					
			d'acier		Amin B.A.E.L (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
			A inf. (cm ²)	A sup (cm ²)				
V1	0,25 x 5,00	Plan 1-2	-96,98	0	13,58	18,75	T14	15
		Plan 1-3	-38,40	0				
V2	0,25 x 3,00	Plan 1-2	-38,04	0	8,15	11,25	T14	15
		Plan 1-3	-41,57	0				
V3	0,25 x 3,50	Plan 1-2	-37,07	0	9,51	13,125	T14	15
		Plan 1-3	-38,80	0				

➤ Type 02 :

voile	Section (m ²)	plans	Section d'acier					
			A inf. (cm ²)	A sup (cm ²)	Amin B.A.E.L (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
V1	0,20 x 5,00	Plan 1-2	-70,03	0	10,87	15	T14	15
		Plan 1-3	-40,15	0				
V2	0,20 x 3,00	Plan 1-2	-41,22	0	6,25	9	T14	15
		Plan 1-3	-44,89	0				
V3	0,20 x 3,50	Plan 1-2	-39,98	0	7.61	10,5	T14	15
		Plan 1-3	-40,36	0				

➤ Type 03 :

Section d'acier					
-----------------	--	--	--	--	--

voile	Section (m ²)	plans	A inf. (cm ²)	A sup (cm ²)	Amin B.A.E.L (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
V1	0,15x 5,00	Plan 1-2	-38,94	0	8,15	11,25	T14	15
		Plan 1-3	-46,50	0				
V2	0,15x 3,00	Plan 1-2	-66,61	0	4,89	6,75	T14	15
		Plan 1-3	-10,04	0				
V3	0,15x 3,50	Plan 1-2	-26,57	0	5,71	7,88	T14	15
		Plan 1-3	-9,12	0				

VI- 3- 4) Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

Selon le BAEL :(chap. 7Art 3-1)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} K}{0.8f_c(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

S_t: Espacement d'armatures.

f_{tj}: Résistance à la traction.

f_c: Limite élastique.

K=0 : (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

Selon le RPA : (Art 7.7.2 du RPA99 V2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{1u}$$

[Tapez le titre du document]

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = $0.9 \times h$

h : Hauteur totale de la section brute.

D' autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$-A_{\min} = 0.15\%$ Globalement dans la section du voile

$-A_{\min} = 0.10\%$ En zone courante

Exemple de calcul :

$V = 187,35\text{KN}$ → pour le voile « V1 » du RDC

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 187,35 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,9 \times 3} = 0,38 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,38 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa}$$

Selon BAEL :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8f_e}$$

$$S_t \leq \min(1,5a, 30\text{cm}) \text{ soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0,25 \times 0,15 \times 0,38 \times 10^4) / (0,8 \times 400) = 0,45$$

$$A_t = 0,45 \geq 0,33 \text{ cm}^2$$

Pour un espacement de 15cm.

Selon RPA :

$$A_{t \min} = 0.15\% \times 25 \times 300 = 11,25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage horizontal en **T12** avec **esp=15cm**.

- ✓ Les résultats des calculs de ferrailage Ferrailages horizontale des voiles sont récapitulés dans les tableaux suivant :

➤ Type 01 :

Voile	Section (m ²)	T(KN)	τ_u (Mpa)	A_t (cm ²) calculée	A_{\min} RPA (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
-------	---------------------------	-------	----------------	-----------------------------------	-----------------------------------	------------------	------------

V1	0,25x 5,00	295,02	0,36	0,42	18,75	T14	15
V2	0,25x 3,00	187,35	0,38	0,45	11,25	T14	15
V3	0,25x 3,50	260,67	0,46	0,53	13,13	T14	15

➤ Type 2 :

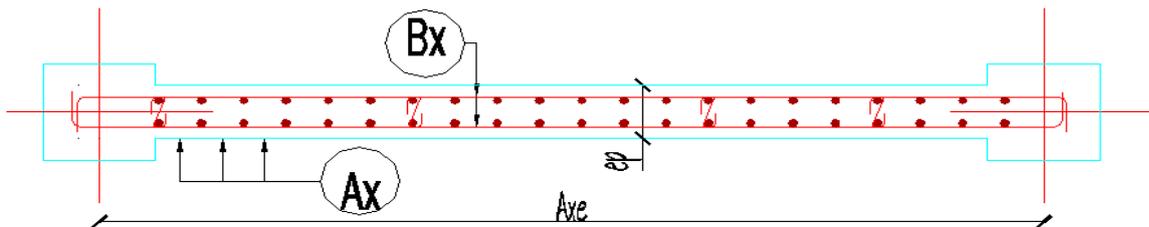
Voile	Section (m ²)	T(KN)	τ_u (Mpa)	A_t (cm ²) calculée	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
V1	0,20x 5,00	295,02	0,36	0,34	15	T14	15
V2	0,20x 3,00	187,35	0,38	0,36	9	T14	15
V3	0,20x 3,50	260,67	0,46	0,43	10,5	T14	15

➤ Type 03 :

Voile	Section (m ²)	T(KN)	τ_u (Mpa)	A_t (cm ²) calculée	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
V1	0,15x 5,00	295,02	0,36	0,25	11,25	T14	15
V2	0,15x 3,00	187,35	0,38	0,27	6,75	T14	15
V3	0,15x 3,50	260,67	0,46	0,32	7,88	T14	15

VI.7 : Exemple de ferrailage d'un voile

-Coupe 1-1 -



VII-1) ETUDE DES FONDATION :

VII-1-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose ; elles servent à :

- réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements du sol.
-

VII-1-2) Etude du voile périphérique : Les voiles périphériques du sous-sol sont calculés comme des dalles (en console) encadrées au niveau du plancher du sous-sol et seront sollicités par les poussées de terre. Ces voiles sont bâtis pour soutenir la terre ayant les caractéristiques suivantes :

- $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- $\varphi = 20,3^\circ$ (Angle de frottement).

VII-1-2-1) Les dimensions du voile :

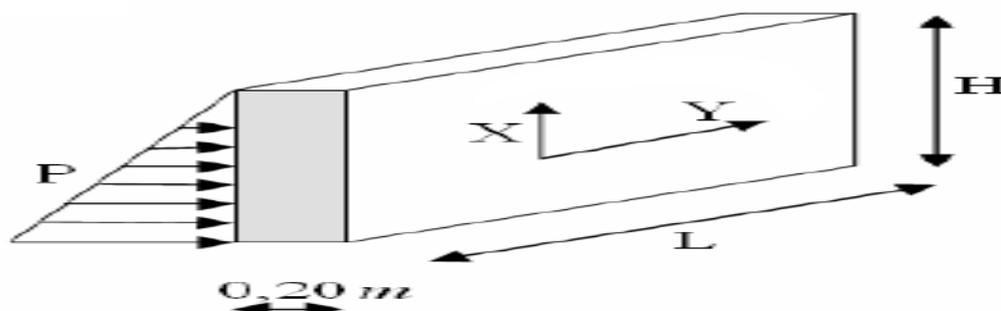
Selon les RPA99/03, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontale et vertical).

Pour le présent projet, on choisit une épaisseur de 20cm.

Dans le présent cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encadré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Figure IV.5 : Schéma du voile périphérique



VII-1-2-2) Calcul de la force de poussée des terres :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times K_a$$

$$P = \frac{1}{2} 17 \times 3,68^2 \times 0,33 = 55,81 \text{ KN} / \text{ml}$$

VII-1-2-3) Les sollicitations :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times P = 75,34 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = p = 55,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$L_x = 3,68 \text{ m}$$

$$L_y = 4,45 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,83$$

$\alpha = 0,83 > 0,40 \longrightarrow$ La dalle porte sur les deux directions(x, y)

• **A l'état limite ultime (E.L.U) :**

$$\alpha = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} U_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \alpha^3)} = 0,053 \\ U_y = \alpha^2 [1 + 0,95 \alpha (1 - \alpha)] = 0,67 \end{cases}$$

VII-1-2-4) Calcul des moments pour les bandes de largeur unité :

$$M_{ox} = U_x \times q_u \times L_x = 0,072 \times 50,07 \times (3,68)^2 = 54,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 0,67 \times 54,08 = 36,23 \text{ KN.m}$$

VII-1-2-5) Calcul des moments dans la dalle :

• **Les moments en travée :**

$$M_{ix} = 0,85 M_{ax} = 45,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 0,85 M_{ay} = 30,79 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{ox} = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{oy} = 19.12 \text{ KN.m}$$

- **Valeurs minimales à respecter :**

En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 30.79 \geq \frac{45.97}{4} = 11,49$$

En appui :

$$M_{ay} = M_{ax} = 27,04 \text{ KN.m}$$

VII-1-2-6) Calcul du ferrailage : La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y . Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (0,20) = 0,18 \text{ m}$$

- **Sections minimales des armatures**

a) BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 18 = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min} \text{ (en travée, et sur appui, pour les 02 sens)} \rightarrow \text{CV}$$

b) RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Ferrailage :

- **Selon X :**

➤ **En travée :**

$$M_{tx} = 45,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,1$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1}) = 0,13$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\alpha) = 0,135 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,13) = 0,17 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = 7,75 \text{ cm}^2 \quad A = 7.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow ok$$

➤ **En appui**

M_{ax} = 27,04 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.059$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = 0.087$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\alpha) = 0,135 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,087) = 0,174 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = 4,45 \text{ cm}^2 \quad A = 4.45 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow ok$$

Selon Y :

➤ **En travée :**

M_{ty} = 30,79 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.067$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = 0.087$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\alpha) = 0,135 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,087) = 0,173 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = 5,09 \text{ cm}^2 \quad A = 5.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow ok$$

➤ **En appui**

M_{ax} = 27,04 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.059$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = 0.075$$

$$Z_b = d.(1 - 0,6\alpha) = 0,135.(1 - 0,6.0,075) = 0,174m$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = 4,45 \text{ cm}^2 \quad A = 4.45 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow ok$$

➤ **Choix des barres :**

Les recommandations du RPA99/03 exigent que les armatures doivent être constituées de deux nappes, donc la nappe intérieur est ferrillée avec le moment maximal en travée suivant les deux directions X et Y et la nappe extérieur est ferrillée avec le moment maximal en appuis suivant les deux directions X et Y.

a) Nappe intérieur :

- **Suivant de X :**

$$A_x = 7,75 \text{ cm}^2$$

Choix des barres 7T12 = 7,92 cm²/ml, esp = 15 cm

- **Suivant de Y :**

$$A_y = 5,09 \text{ cm}^2$$

Choix des barres 7T10 = 5,50 cm²/ml, esp = 15 cm

b) Nappe extérieur :

- **Suivant de X et Y :**

$$A_x = 4,45 \text{ cm}^2$$

Choix des barres 7T10 = 5,50 cm²/ml, esp = 15 cm

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

$$q_{ser} = 55,81 \text{ KN/m}^2$$

La fissuration de cet élément est « Préjudiciable », il faut que :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 266.66 \text{ MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{1.6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

D'après le BAEL91, nous avons ; à l'ELS :

$$M_{tx} = U_x - q_{ser} \times L_x^2 = 0.053 \times 55.81 \times (3.68)^2 = 40.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = U_y \times M_{tx} = 0.67 \times 40.06 = 26.84 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

Il suffit de résoudre l'équation suivante :

$$\frac{b_0 y_1^2}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad - A'd') = 0 \dots (1)$$

b0=1,00m.

d = 0,18m.

A= 7,92+5,50= 13,42cm²

A'=0

n=15.

Mser(max)= 40,06KN.m.

(1) ⇒ 50.y² + 201,3y - 3623,4 = 0

√Δ = 874.76

$$\gamma = \frac{-201.3 + 874.76}{2 \times 50} \Rightarrow \gamma = 6,73 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b_0 y_1^3}{3} + nA'(y_1 + d')^2 + nA(d - y_1')^2 = 35749.26 \text{ cm}^4$$

Contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{40.06 \times 10^{-3}}{35749.26 \times 10^{-8}} = 112.06 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 112.06 \times 0.0673 = 7.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 112.06 \times (0.18 - 0.0673)$$

⇒ σ_s = 189,43 MPa.

⇒ σ_s < σ_s = 240 MPa ⇒ C.V

✓ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

➤ Sollicitations ultimes : α ≥ 0,4

$$\begin{aligned} \text{➤ } \alpha \geq 0.4 \rightarrow & \left\{ \begin{aligned} T_{UX} &= \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{75.34 \times 3.68}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.83}{2}} = 97.97 \text{ KN} \\ T_{UY} &= \frac{q_u \times L_x}{2} = \frac{75.34 \times 3.68}{2} = 92.42 \text{ KN} \end{aligned} \right. \\ & T_{\max} = 97.97 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{97.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.544 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min(0,20 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\text{lim}} \rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme.

VII-1-3) Justification pour le choix des fondations :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

VII-1-4) Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, la première approche de semelle filante et filante croisées. Nous conduit à des dimensions très importantes (largeur de semelle) favorisent ainsi le chevauchement des bulbes de compression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage pour ce type de sol ainsi le rapprochement des points d'appuis.

Pour cela nous procédons à la vérification suivante :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

Avec :

S_t : la surface totale de bâtiment.

S_s : la surface des semelles. Elle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{\text{Ser}}}{\sigma_s}$$

Avec :

N_{Ser} : La somme des efforts normaux apportés par chaque poteaux et voile à la base à l'ELS.

✓ Calcul des surfaces revenant aux semelles :

$$N_{\text{Ser}} = 53971,17 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_s = \frac{53971,17}{150} = 359,81 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{359,81}{376} \times 100 = 95\% > 50\%$$

→ Nous avons un chevauchement.

Notre choix portera sur un radier général, qui est un système de fondation composé d'une dalle et occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure, il présente les avantages suivants :

1. Une bonne répartition des charges.
2. Evite les tassements différentiels importants.
3. Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
4. Rapidité d'exécution.

VII-1-5) Etude du radier :

a) Combinaison d'actions :

- **1.35 G + 1.5 Q ELU**
- **G + Q ELS**
- **G + Q + EX**
- **G + Q + EY**
- **0.8 G ± EX**
- **0.8 G ± EY**

b) Pré dimensionnement :

❖ **Pré dimensionnement de la Nervure :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé soumis à la réaction uniforme du sol .ce radier est supposé infiniment rigide, son épaisseur (h) doit satisfaire les conditions suivante :

• **Condition forfaitaire**

- La hauteur de la nervure $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$.
- La largeur de la nervure ($b_0 = b_{\text{poteau}} = 55 \text{ cm}$).

$L_{\max} = 5 \text{ m}$

Nervure: $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_t \geq 50 \text{ cm} \dots (1)$

D'après les conditions (1) précédentes, Nous optons pour la nervure une hauteur de **80cm**.

❖ **Pré dimensionnement du hourdis :**

• **Condition forfaitaire :**

$$h_r = \frac{L_{\max}}{20}$$

Radier : $h_r = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5,00}{20} = 25 \text{ cm} \dots (2)$

D'après les conditions (1) et(2) précédentes, Nous optons pour une dalle de **50cm**.

❖ **Surface minimale du radier :**

$$S_{\min} = 376 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul de débord :**

Le débord doit vérifier l'inégalité suivante : $D \geq \max \left\{ \frac{h_t}{2}, 30 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{80}{2}, 30 \text{ cm} \right\} = 100 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effet de sous- pression :

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : Poids du bâtiment.

S : Surface du radier.

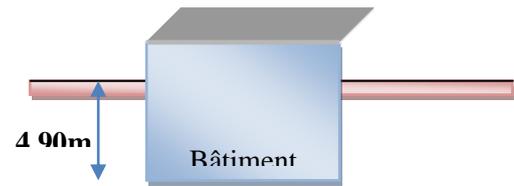
γ : poids volumique de l'eau.

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 376 \times 10 \times 4,90 \\ = 27636 \text{ KN}$$

$$P = 44687,2044 \text{ KN} > 27636 \text{ KN}$$

=> il n'y a pas aucun risque de soulèvement de l'ensemble.

Figure. VII-1) Ancrage de bâtiment.



d) Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes à l'ELS par rapport à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol}$:

$$\text{On vérifie donc : } \sigma_{sol} = K \cdot \Delta_{lim} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Sachant que :

- **Coefficient de Ballast :** $K = 50 \text{ MN/m}^3$

- **Contrainte admissible du sol :** la capacité portante du sol n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol est qu'elle dépend aussi des dimensions en plan et de la profondeur d'ancrage de la fondation, donc il faut recalculer la contrainte admissible suivant les caractéristiques en plan et en profondeur de notre projet.

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{F} \left(\left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) C N_c \right)$$

Avec :

- $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique du sol).
- $C = 0,19 \text{ bars}$ (cohésion du sol).
- $F = 3$ (coefficient de sécurité).
- $D = 4,90 \text{ m}$ (Ancrage de bâtiment.)
- $L = 23,5 \text{ m}$ (longueur du radier).
- $B = 16 \text{ m}$ (largeur du radier).

pour :

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 4,97 \\ N_q = 6,40 \\ N_c = 14,8 \end{cases} \quad (\text{Tableau Caquot et Kerisel})$$

$$q_{adm} = 0,17 \times 4,90 + \frac{1}{3} \left(\left(1 - 0,2 \frac{16}{23,5} \right) 0,17 \times \frac{16}{2} \times 4,97 + 0,17 \times 4,90 (6,4 - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{16}{23,5} \right) 0,19 \times 14,8 \right)$$

$$q_{adm} = 13,80 \text{ bars}$$

Déplacement limite : $\Delta_{max} = 0,0196 \text{ m}$ (Tiré de la cartographie des déplacements à ELS)

On a : $\sigma = \frac{F}{S} = K \cdot \Delta_{lim}$

$\sigma = Kx\Delta_{max} = 50 \times 0.0196m = 0.98MPa \leq 1,38MPa \dots\dots\dots(C.V)$

e)Modélisation :

Le calcul des efforts sollicitant le radier est obtenu on modélisant celui-ci en éléments plaques solidaires à des barres représentant les nervures chargées par les efforts ramenés par la superstructure au moyen des poteaux, le tous appuyés sur des appuis élastiques.

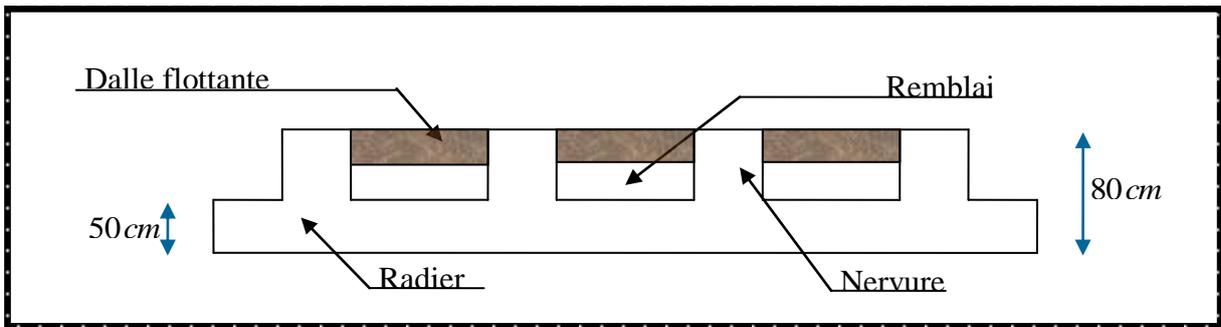
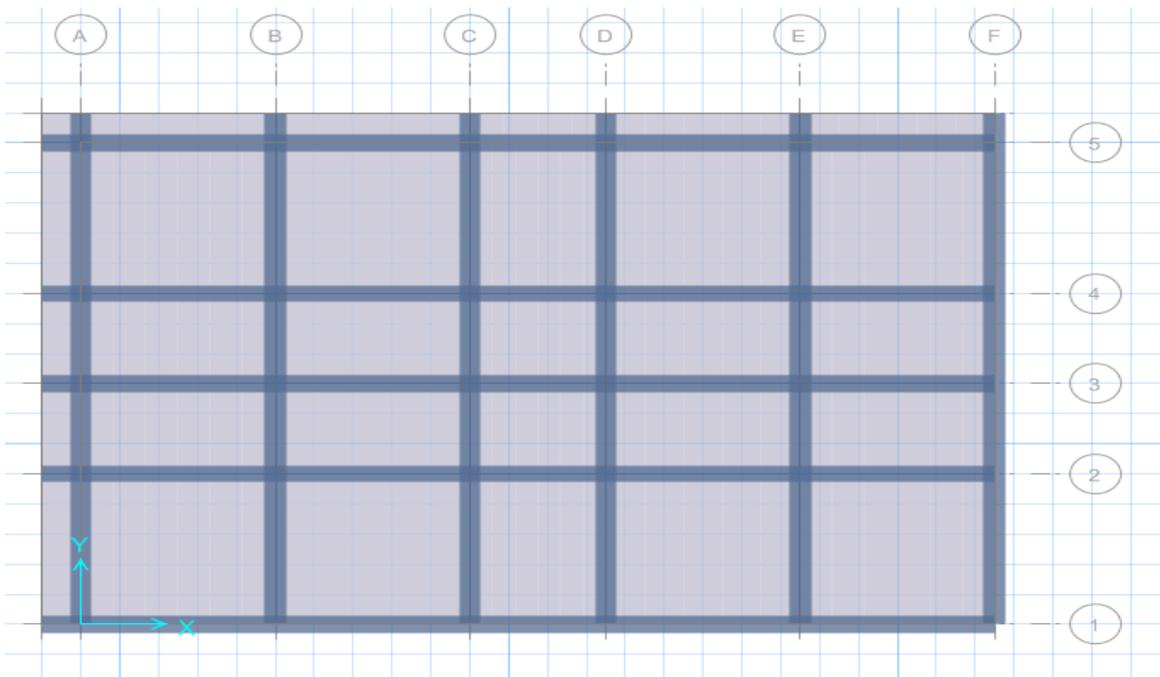
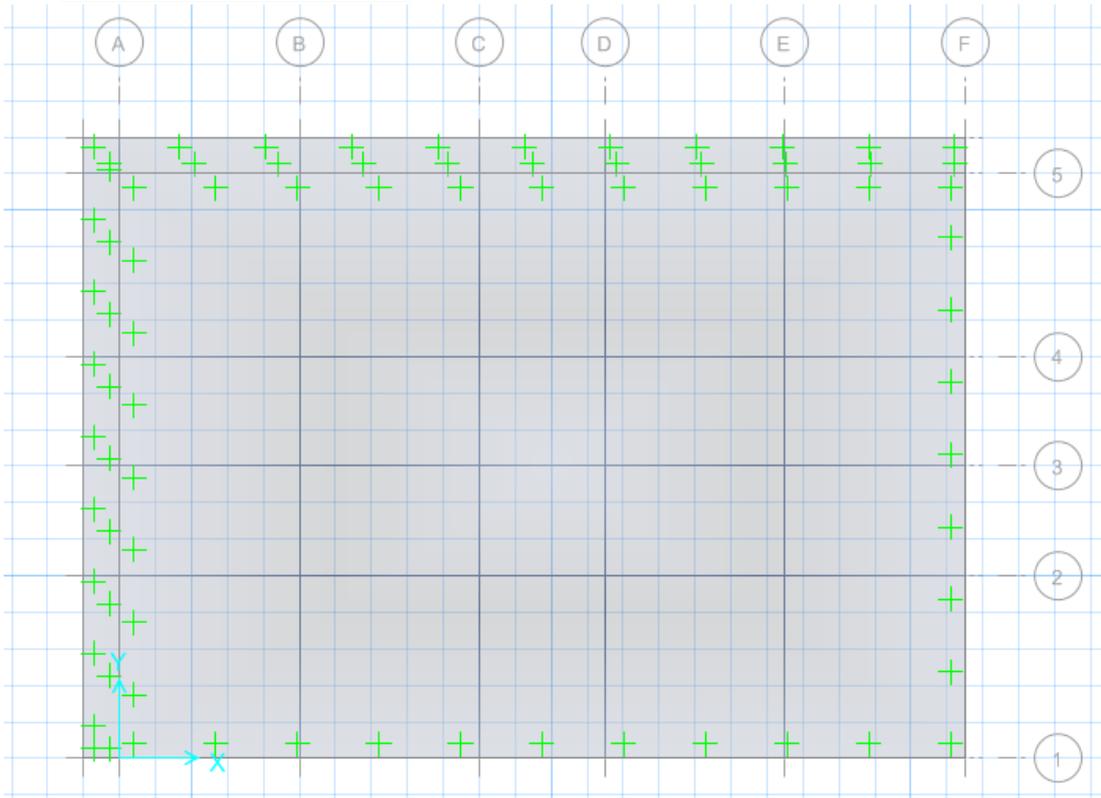


Figure VII-2) Modélisation du radier sur logiciel SAFE



e-1) Ferrailage des nervures :



❖ **Exemple de calcul :**

On prend comme exemple de calcul la nervure de section $(60 \times 80) \text{ cm}^2$ (Axe 01) cette dernière sera calculée en flexion simple avec les sollicitations suivantes :

Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L.91**

➤ **Sollicitations**

En appuis : $M_a = 351,304 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 316,565 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T = 404,27 \text{ KN}$

Ferrailage : Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L.91**

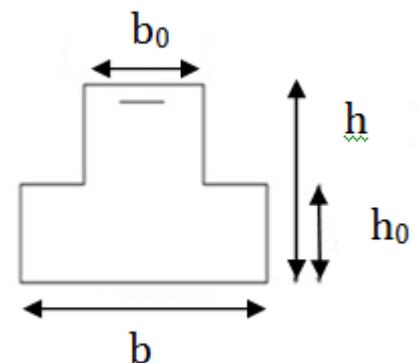
✓ **En travée :** la section considérée en T

Déterminations de la largeur de la table de compression :

La hauteur de la nervure : $h_t = 80 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 50 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left[\frac{L_1 - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right]$$



[Tapez le titre du document]

Avec : $L = 500 \text{ cm}$, $b_0 = 55 \text{ cm}$

Longueur de la nervure : $L_1 = 500 - 55 = 445 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left[\frac{445 - 55}{2}; \frac{445}{10} \right], \quad b_1 = \min [195 ; 44,5]$$

On choisit : $b_1 = 44,5 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 154,5 \text{ cm}$$

b=154,5 cm

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$M_{tu} = 1,545 \times 0,5 \times \left(0,72 - \frac{0,5}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 5155,67 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t \longrightarrow$ Étude d'une section rectangulaire : $b_0 \times h = (55 \times 80) \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{316,565 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,72)^2 \times 14,2} = 0,078$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,72(1 - 0,6 \times 0,078) = 0,68 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{316,565 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,68 \times 348} = 13,25 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de condition non fragilité :**

✓ **Selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 50 \times 72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2$$

✓ **Selon RPA :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$$

A_{min}=22cm²

Donc on adopte un ferrailage en travée : 4T20 filantes + 6T16 chapeaux soit une section de 24,63 cm².

✓ **En appuis : la section est considérée rectangulaire : (bxh) = (55x80) cm².**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{351,304 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,72)^2 \times 14,2} = 0,086$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,72(1 - 0,6 \times 0,086) = 0,68m$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{351,304 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,68 \times 348} = 14,79cm^2$$

❖ **Vérification de condition non fragilité :**

✓ **Selon BAEL :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 45 \times 72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 3,91 \text{ cm}^2$$

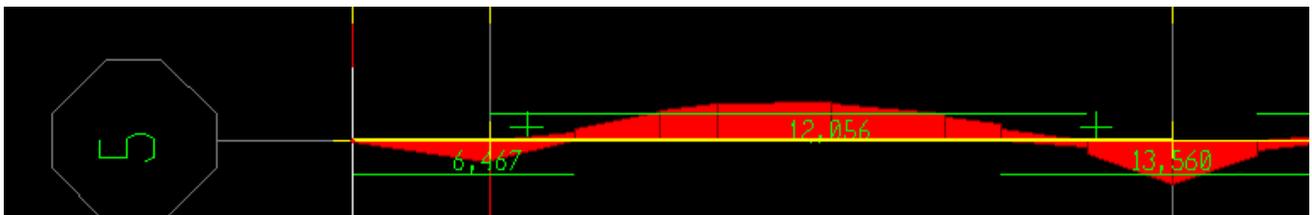
✓ **Selon RPA :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$$

A_{min}=22cm² en toute section

Donc on adopte un ferrailage en appuis : 4T20 filantes + 6T16 chapeaux soit une section de 24,63 cm².

Figure VII-4) Ferrailage de la nervure donnée par logicielle SAEF



❖ **Vérification des efforts tranchants :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{404,27 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,72} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min(0,20 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\text{lim}} \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

✓ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{351,304}{255,259} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,112$$

$$\alpha = 0,058 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{CV}$$

✓ **en travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{316,565}{231,162} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,101$$

$$\alpha = 0,101 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{CV}$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \times st} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} \leq \frac{\tau_{u0} - 0,3 \times k \times f_{t28}}{0,9 (\sin \alpha + \cos \beta)}$$

Flexion simple.

Reprise traitée :

$$\Rightarrow K = 1, \alpha = 90^\circ \text{ (Armature droite)} \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$\Rightarrow \text{Sachant que : } f_{et} = 400 \text{ MPa... (HA)}$$

$$\frac{At}{st} \geq \frac{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_{u0} - 0,3 K f_{t28})}{0,9 \cdot f_{et}} = \frac{55 \times 1,15 \times (1,02 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400} = 0,068 \text{ cm}^2 / \text{cm} \dots *$$

❖ **Diamètre et espacement des armatures transversal (A_t) :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\begin{array}{l} \phi_t = 16 \text{ mm}, \\ \frac{h}{35} = \frac{800}{35} = 22,85 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ mm} \end{array} \right)$$

Soit : $\phi_t = \phi_8 = 8 \text{ mm} < 16 \text{ mm} \dots\dots\dots CV$

D'où pour quatre brins d'armatures transversales (2 cadres) :

$$4T8 \Leftrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximal :**

$$\bar{S}_t = \text{Min} \left(\begin{array}{l} 40 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{min}} = 24 \text{ cm si } A' \neq 0 \text{ (Non.concerné)} \end{array} \right)$$

$$\bar{S}_t = 40 \text{ cm}$$

Remarque : par raison de construction on choisit :

St = 10 cm En **zone nodale**.

St = 15 cm En **zone courante**.

✓ **Pourcentage minimal des Armature transversal (A_t):**

$$\frac{A_{t \text{ min}}}{b_0 \cdot st} \cdot f_{et} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_{t \text{ min}}}{st} \geq \frac{0,4 \times 55}{400}$$

$$\frac{A_{t \text{ min}}}{st} \geq 0,055 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$* \dots \frac{A_t}{st} = 0,068 \text{ cm}^2 / \text{cm} > 0,045 \dots\dots\dots CV$$

Le ferrailage des nervures est récapitulé dans les tableaux suivants :

✓ Sens-x :

AXE S	Longueur(m)	5,00		5,00		3,50		5,00		5,00		
		APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS
Axe 1	Amin(RPA) cm ²	22										
	A Calculée cm ²	9,527	15,378	16,828	9,675	13,288	1,854	13,734	9,554	14,954	26,222	2,540
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20Fil +4T16	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20 Fil +2T16	4T20 Fil +8T16	4T20 Fil
	Section adoptée (cm ²)	12,57	16,59	20,61	12,57	16,59	12,57	16,59	12,57	16,59	28,65	12,57
Axe 2	Amin(RPA) cm ²	22										
	A Calculée cm ²	6,627	10,919	13,077	10,273	10,521	7,156	12,012	9,913	12,425	20,053	6,627
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20 Fil	4T20 Fil +4T16	4T20 Fil
	Section adoptée (cm ²)	12,57	12,57	16,59	12,57	12,57	12,57	12,57	12,57	12,57	20,61	12,57

AXE S	Longueur(m)	5,00		5,00		3,50		5,00		5,00		
		APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS
Axe 3	Amin(RPA) cm ²	22										
	A Calculée cm ²	4,774	7,024	13,649	12,553	12,533	1,544	13,378	12,201	15,221	16,270	4,774
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil	4T20Fil +2T14	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil +2T14	4T20 Fil	4T20 Fil +2T14	4T20 Fil +2T16	4T20 Fil
	Section adoptée (cm ²)	12,57	12,57	15,65	12,57	12,57	12,57	15,65	12,57	15,65	16,59	12,57
Axe 4	Amin(RPA) cm ²	22										
	A Calculée cm ²	6,874	11,424	16,984	8,443	10,034	2,637	10,902	8,509	16,195	20,641	6,874
	Choix des barres	4T20Fil	4T20Fil	4T20Fil +4T14	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20Fil	4T20Fil	4T20 Fil +2T16	4T20Fil +4T20	4T20Fil
	Section adoptée (cm ²)	12,57	12,57	18,73	12,57	16,59	12,57	12,57	12,57	16,59	25,14	12,57

AXE S	Longueur(m)	5,00		5,00		3,50		5,00		5,00			
		APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	
Axe 5	Amin(RPA) cm ²	22											
	A Calculée cm ²	6,467	12,056	13,422	7,564	12,095	2,095	12,876	7,251	12,017	21,635	6,467	
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil	4T20Fil +2T14	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil +2T14	4T20 Fil	4T20 Fil	4T20 Fil	4T20 Fil +4T20	4T20 Fil
	Section adoptée (cm ²)	12,57	12,57	15,65	12,57	12,57	12,57	15,65	12,57	12,57	12,57	25,14	12,57

✓ Sens-y :

AXES	Longueur	5,00		3,00		3,00		5,00		
		APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS
Axe A	<i>Amin(RPA) cm²</i>	22								
	<i>A Calculée cm²</i>	0	23,156	6,083	0,854	15,196	1,375	8,896	14,621	6,327
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil +4T20	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil +2T14	4T20 Fil
	<i>Section adoptée (cm²)</i>	12,57	25,14	12,57	12,57	16,59	12,57	12,57	15,65	12,57
Axe B	<i>Amin(RPA) cm²</i>	22								
	<i>A Calculée cm²</i>	0,589	20,671	6,552	2,901	16,323	11,408	5,838	15,251	5,924
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil +4T20	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil +2T14	4T20 Fil
	<i>Section adoptée (cm²)</i>	12,57	25,14	12,57	12,57	16,59	12,57	12,57	15,65	12,57
Axe C	<i>Amin(RPA)cm²</i>	22								
	<i>A Calculée cm²</i>	0	21,305	11,128	8,876	7,645	3,220	8,088	14,170	5,919
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil +4T16	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil +2T14	4T20 Fil
	<i>Section adoptée (cm²)</i>	12,57	20,61	12,57	12,57	12,57	12,57	12,57	15,65	12,57

AXES	Longueur	5,00		3,00		3,00		5,00			
		APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	
Axe D	<i>Amin(RPA) cm²</i>	22									
	<i>A Calculée cm²</i>	0	21,158	10,258	9,649	7,549	3,178	8,171	14,168	5,915	
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil +4T20	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20 Fil +2T14	4T20 Fil
	Section adoptée (cm²)	12,57	25,14	12,57	12,57	16,59	12,57	12,57	15,65	12,57	
Axe E	<i>Amin(RPA) cm²</i>	22									
	<i>A Calculée cm²</i>	0,565	20,550	6,031	2,923	16,264	10,462	5,856	15,251	5,974	
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil +4T16	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil +2T16	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20 Fil +2T14	4T20 Fil
	Section adoptée (cm²)	12,57	20,61	12,57	12,57	16,59	12,57	12,57	15,65	12,57	
Axe F	<i>Amin(RPA) cm²</i>	22									
	<i>A Calculée cm²</i>	2,873	28,840	8,841	0,941	18,912	7,306	10,057	19,357	9,490	
	Choix des barres	4T20 Fil	4T20Fil +6T20	4T20Fil	4T20 Fil	4T20Fil +4T16	4T20 Fil	4T20Fil	4T20 Fil	4T20 Fil +4T16	4T20 Fil
	Section adoptée (cm²)	12,57	31,42	12,57	12,57	20,61	12,57	12,57	20,61	12,57	

E-2) Ferrailage de l'hourdis :

➤ Le ferrailage se fait en flexion simple

❖ **Moments dans les panneaux :**

Le logiciel **SAFE** a un avantage pour le calcul de l'hourdis, qui consiste à visualiser les sollicitations et le ferrailage de l'hourdis suivant des Bandes avec des dimensions bien définies dans les deux sens (X et Y).

Figure VII -5) Cartographie de moments suivant les bandes (sens-x)

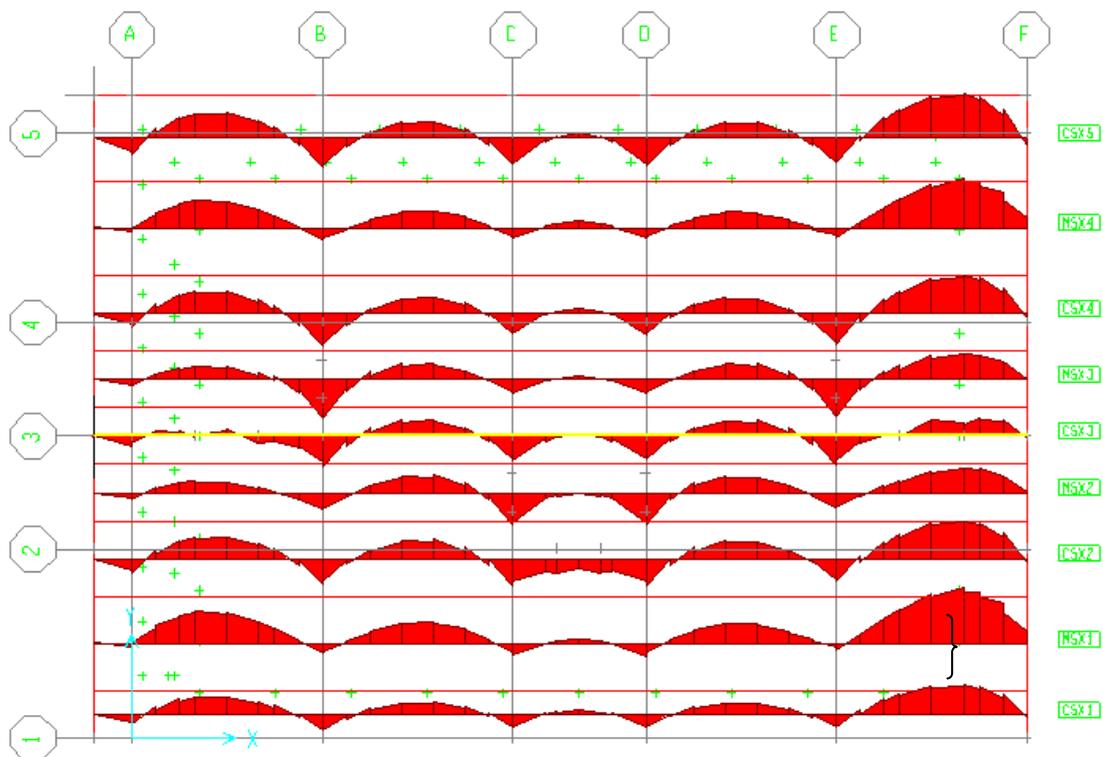
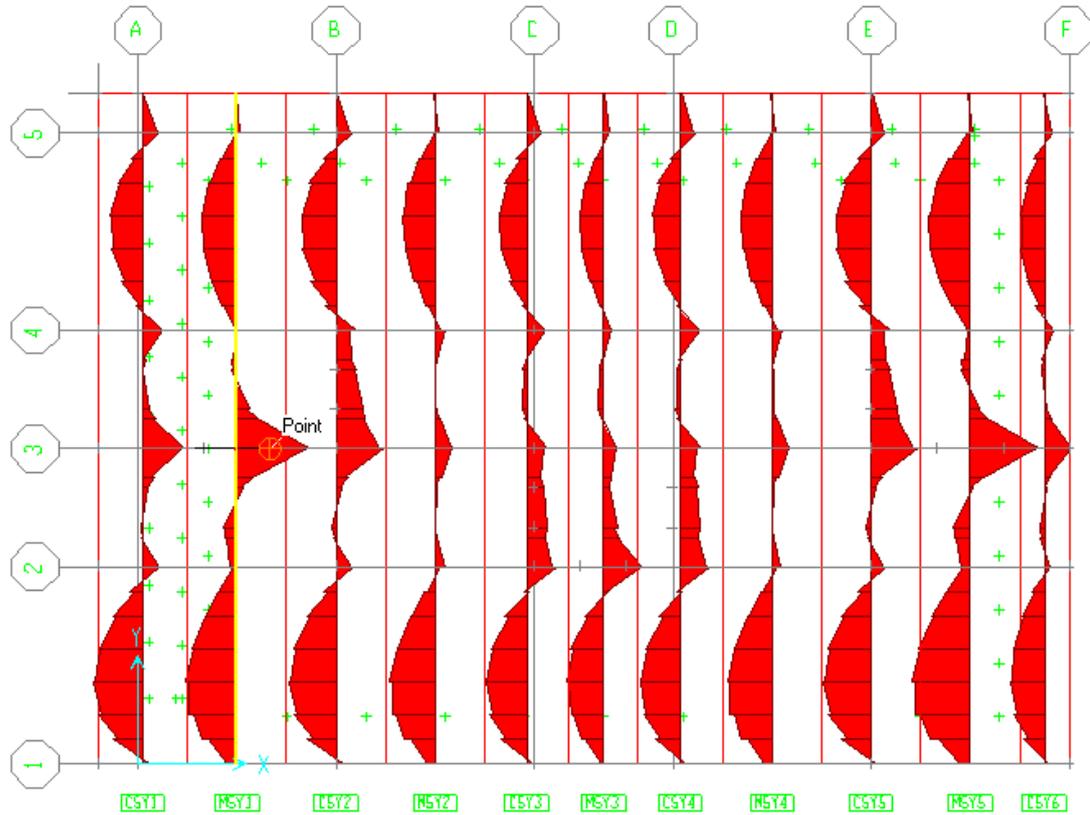


Figure VII -6) Cartographie de moments suivant les bandes (sens-Y)



❖ **Exemple de calcul :**

Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L.91**

On prend comme exemple de calcul d'une bande dans les deux directions (X, Y) ces dernières seront calculées en flexion simple.

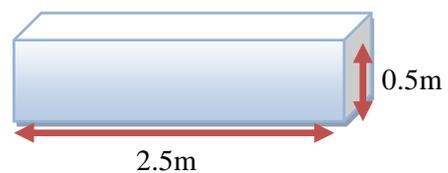
➤ **Sens X : bande(MSX1)**

• **Sollicitations de calcul**

En appuis : $M_a = 163,382 \text{ KN} \cdot \text{m}$

En travée : $M_t = 743,746 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Effort tranchant : $T = 424,95$



➤ **Ferraillage :**

• **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{163,382 \times 10^{-3}}{2,5 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,45(1 - 0,6 \cdot 0,022) = 0,44m$$

$$A_{ut} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{163,382 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,44 \times 348} = 10,57cm^2$$

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{743,746 \times 10^{-3}}{2,5 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,103$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,45(1 - 0,6 \cdot 0,103) = 0,42m$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{743,746 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,42 \times 348} = 50,63cm^2$$

Section minimale :

• **Selon le BAEL :**

$$A_{min} = 0,23x \frac{f_{t28}}{f_e} x b x d$$

$$A_{min} = 0,23x \frac{2,1}{400} x 250 x 45$$

$$A_{min} = 13,58$$

➤ **Sens-Y**

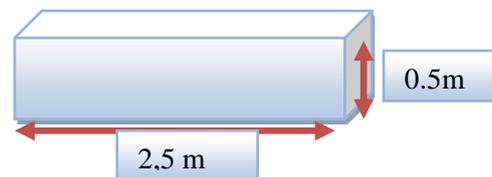
• **Sollicitation de calcul**

En appuis : $M_a = 850,298 \text{ KN m}$

En travée : $M_t = 1274,2 \text{ KN m}$

➤ **Ferraillage :**

• **En appuis :**



$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{123,849 \times 10^{-3}}{2,5 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,017$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,45(1 - 0,6 \cdot 0,017) = 0,44m$$

$$A_{ut} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{123,849 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,44 \cdot 348} = 8,00cm^2$$

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{641,651 \times 10^{-3}}{2,5 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,089$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,45(1 - 0,6 \cdot 0,089) = 0,42m$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{641,651 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,42 \times 348} = 43,3cm^2$$

Section minimale :

- **Selon le BAEL :**

$$A_{\min} = 0,23x \frac{f_{t28}}{f_e} x b x d$$

$$A_{\min} = 0,23x \frac{2,1}{400} x 250 x 45$$

$$A_{\min} = 13,58$$

➤ **Vérification des efforts tranchants :**

➤ **Sens X :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{424,95 \times 10^{-3}}{2,5 \times 0,45} = 0,37MPa$$

$$\tau_{\lim} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17MPa$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \rightarrow CV$$

➤ **Sens-Y :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{376,3 \times 10^{-3}}{2,5 \times 0,45} = 0,33MPa$$

$$\tau_{\lim} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17MPa$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} \rightarrow CV$$

➤ **Vérification des contraintes :**

➤ **Sens X :**

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{163,382}{118,984} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,027$$

$$\alpha = 0,027 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{743,746}{541,992} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,136$$

$$\alpha = 0,136 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

➤ **Sens-Y :**

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{123,849}{90,048} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,021$$

$$\alpha = 0,021 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{641,651}{467,588} = 1,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,116$$

$$\alpha = 0,116 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$$

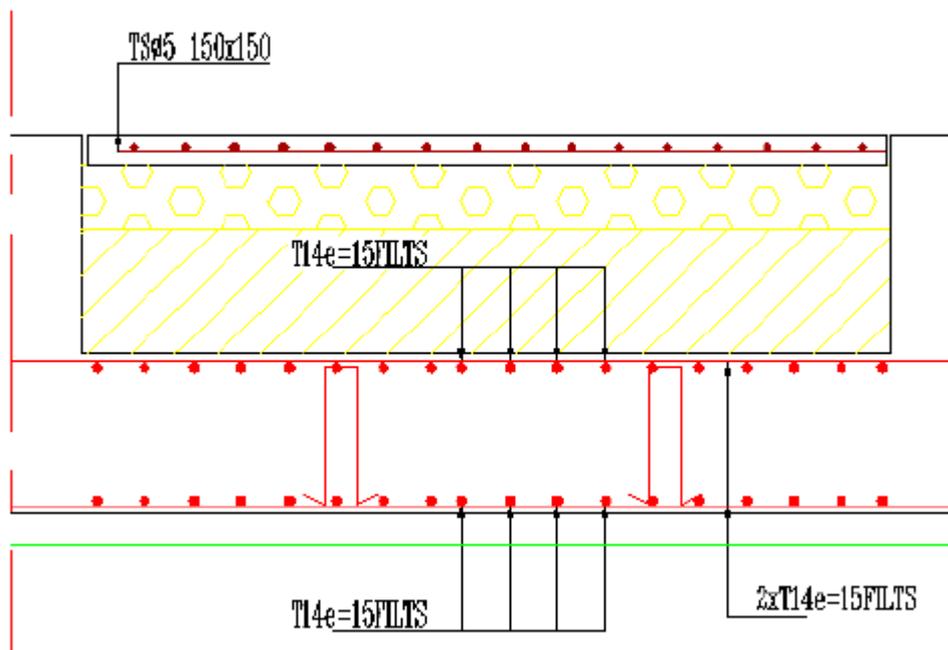
✓ Tableau récapitulatif :

Bandes	Sens	Moment(Kn.m)		A calculée (cm ²)	A min BAEL (cm ²)	A min RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
		Appuis	Travée					
MSX1	X	Appuis	163,382	10,57	13,58	62,5	T14	15
		Travée	743,746	50,63			T14	15
MSY1	Y	Appuis	123,849	8	13,58	62,5	T14	15
		travée	641,651	43,3			T14	15

- Remarque : le ferrailage de l'hourdis se fait en deux nappes dans les deux sens en T14.
 - Espacement St=15cm.et de barres de renfort (chapeaux) dans les zones fortement sollicité.

Schéma de ferrailage :

Figure VII-7) Ferrailage du Radier Dalle dans les deux Sens.



Conclusion :

Nous avons trouvé un très grand intérêt à la réalisation de ce projet de fin d'étude, du fait qu'il nous a permis de nous familiariser avec un ensemble de données technique que nous n'avons pas eu l'occasion de rencontrer durant notre cursus universitaire.

Cette préparation de ce projet de fin d'étude a été pour nous le moyen de regrouper, développer et élargir nos connaissances en génie civil, ainsi que d'essayer de maîtriser les règlements en vigueur actuellement en Algérie, concernant les modalités et règles de réalisation de construction civil.

On a eu l'occasion d'apprendre des choses que nous n'avons pas rencontrées durant le cursus universitaire telles que :

- La modélisation des structures tridimensionnelles avec le logiciel « étaps2009 », qui est spécialisé dans le domaine du bâtiment et présente une parfaite économie du temps, avec une très grande précision dans les résultats.
- Le dessin des plans techniques avec « l'AUTO-CAD » qui est un logiciel très efficace pour tous travaux de dessin.

Par ailleurs ; ce mémoire nous a donné l'occasion de maîtriser l'utilisation de l'outil informatique en réalisant toutes les étapes d'un projet (modélisation, dimensionnement, étude, calcul, dessin et saisie) avec ce moyen qui devient indispensable dans tous les domaines de travail.

À la fin, nous souhaitons, que ce mémoire, soit une excellente référence pour les promotions d'ingénieurs futures, et qu'il leur permettra de réaliser, eux aussi, leurs mémoires de fins d'études dans d'excellentes dispositions.

BIBLIOGRAPHIE

-  *Cours de Béton Armé I*
Mr. GUENANECHÉ.B (2013-2014).
-  *Cours de Béton Armé II*
Mr. Bachir Boudjra (2014-2015)
-  *Pratique du B.A.E.L 91 (Cours avec exercices corrigés)*
Par « Jean Perchat » et « Jean Roux ».
(EDITION EYROLLES 2002).
-  *Cours de Béton Armé B.A.E.L 91 « Jean Morel ».*
(EDITION EYROLLES 1999).
-  *Règlement Parasismique Algérien R.P.A 99, Version 2003.*
(Ministère de l'Habitat et d'Urbanisme 2003).
-  *Document technique réglementaire DTR.B.C 2.2 (Charges permanentes et Charges d'exploitations)*
(Ministère de l'Habitat et d'Urbanisme 1988).
-  *Document technique réglementaire DTR.B.C 2.41 (C.B.A.93)*
(Ministère de l'Habitat et d'Urbanisme 1993).
-  *Manuel de l'établs 2009.*
-  *Manuel de l'Auto-Cad 2014.*
-  *Manuel de Safe 2008.*
-  *Socotec 2004.*
-  *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*